

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DES CONTRAINTES EN PLACE EN PROFONDEUR À PARTIR DE  
L'ÉCAILLAGE DES TROUS DE FORAGE

PAPY KIKIESSA KISAKA

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

DÉCEMBRE 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DES CONTRAINTES EN PLACE EN PROFONDEUR À PARTIR DE  
L'ÉCAILLAGE DES TROUS DE FORAGE

présenté par : KIKIESSA KISAKA Papy

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LI Li, Doctorat, président

M. SIMON Richard, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BELEM Tikou, Ph.D., membre



## DÉDICACE

*À l'Éternel le Dieu plus que vainqueur et à toute ma famille.*

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche Monsieur Richard Simon pour sa générosité, son savoir, ses précieux conseils, ses commentaires et son soutien moral et financier qui m'ont permis de terminer ce projet.

J'aimerais aussi exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur Denis Labrie et à Monsieur Denis Thibodeau pour leur contribution à la réalisation de ce travail.

De la même façon, je remercie les professeurs et les collègues du département, en particulier Abtin Jahanbakhshzadeh et Faustin Saleh Mbemba pour leurs encouragements.

Je voudrais également remercier la compagnie Vale et l'organisme DMRC (Deep Mining Research Consortium) pour le financement de ce projet.

Pour terminer un grand merci à ma femme et à mes enfants pour leurs sacrifices, soutiens et patiences durant la poursuite de mes études.

## RÉSUMÉ

L'état des contraintes en place dans le massif est l'un des paramètres les plus importants dans la conception des ouvrages souterrains. Il existe plusieurs méthodes directes (par rétablissement ou par récupération) qui permettent de mesurer avec une certaine précision les contraintes in situ. En grande profondeur, la plupart de ces méthodes sont inefficaces et parfois même, la mesure n'est pas possible à cause des phénomènes comme le discage, la fermeture et l'endommagement des trous de forage. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de développer des méthodes alternatives de mesure de ces contraintes vu l'importance de leur connaissance.

En effet, lorsqu'un trou est foré dans le massif qui est soumis à un état des contraintes donné, on peut observer un certain écaillage à la paroi de ce dernier. Ce phénomène est dû à l'instabilité de la roche à sa paroi et est caractérisé par des zones de rupture des deux côtés du trou de forage avec une géométrie symétrique. L'objectif de la présente recherche est d'évaluer la contrainte principale horizontale maximale à partir des caractéristiques de ces zones d'écaillages observées dans le trou de forage. Pour analyser ces zones d'écaillages, un critère de rupture multiaxial a été utilisé (critère  $MSDP_u$ ).

Un trou de forage d'exploration de la partie profonde de la mine Creighton située dans la région de Sudbury, au nord de l'Ontario, et appartenant à la compagnie Vale a été analysé avec une sonde d'imagerie acoustique. Cette analyse a permis l'obtention des caractéristiques des zones d'écaillages de ce dernier et les échantillons des roches proches de ces zones ont été testés en laboratoire afin de déterminer leurs propriétés mécaniques. À l'aide d'une solution analytique, la contrainte principale horizontale maximale a été calculée sous certaines hypothèses et une certaine approche liée à l'angle de forage. En plus, trois différents cas idéalisés ont été étudiés, le premier concerne un trou de forage dont l'axe est parallèle à la direction de l'une des contraintes principales, le deuxième cas traite d'un trou dont l'axe est incliné et perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales et le dernier cas penche sur un trou dont l'axe a une orientation quelconque. Notons que le trou de forage d'exploration analysé représente le deuxième cas.

Les résultats ont montré que l'utilisation de la résistance à long terme de la roche correspondant au seuil d'initiation des dommages donne en général, des résultats plus précis (avec un certain ordre de grandeur) par rapport à l'utilisation de la résistance à court terme (résistance ultime). Sur

les treize zones d'écaillages analysées de ce trou de forage, seulement quatre ont présenté une marge d'erreur inférieure à 20%, trois ont présenté une marge d'erreur comprise entre 20% et 50% et le reste, supérieures à 50%.

Pour valider l'approche liée à l'angle de forage utilisé, la modélisation numérique (analyses par différences finies) a été réalisée avec le logiciel FLAC<sup>3D</sup>. De ces analyses, il a été observé que la solution analytique et la solution numérique étaient identiques. Cela a permis de déduire que l'approche utilisée est adéquate.

## ABSTRACT

The in situ stress state in a rock mass is one of the most important parameters in the design of underground openings. There are several direct methods (by restoring or recovering) that allow to measure, with a certain precision, the in situ stresses. At larger depths, most of these methods are inefficient and even impossible due to phenomena such as diskings, closure and damage of the drill holes. It is therefore necessary to develop alternative methods to measure stresses considering their importance.

In fact, when a borehole is completed in a rock mass that is subject to a given stress state, some scaling can sometimes be observed on its face. This phenomenon is due to the instability of the rock at the interface and is characterised by rupture zones on both sides of the borehole (with a symmetrical geometry). The objective of the present project is to evaluate the maximum horizontal stress using the main characteristics of the scaling zones observed in the boreholes. To analyse these zones, a multiaxial failure criteria was used (MSDPu criteria).

An exploration borehole located in the deep zone of the Creighton mine (Vale Mining Company, Sudbury, Northern Ontario) was analysed using an acoustical imaging sensor. This analysis allowed the determination of the characteristics of its scaling zones. Rock samples taken close to these zones were sent to a laboratory to obtain their mechanical properties. Using an analytical solution, the maximum main horizontal stress was calculated assuming certain hypotheses and some approach related to the drilling angle. In addition, three different idealized cases were studied: the first one is a borehole whose axis is parallel to the direction of the main stresses. In the second case, one the principal stresses is perpendicular to the borehole axis. Finally, in the last case, the borehole can have any orientation. It must be noted that the exploration borehole analysed is representative of the second case.

The results show that using the long-term resistance of the rock mass (which corresponds to the onset of damages) usually yields more precise results (within a certain order of magnitude) than using the short-term resistance (ultimate resistance). Of the thirteen breakout zones analysed in the borehole, only four yielded a margin of error lower than 20%, three presented a margin of error between 20% and 50%. The other six presented a value greater than 50%.

To validate the method used (based on the angle of the borehole), a numerical simulation (finite difference) was performed using the software FLAC<sup>3D</sup>. With the simulations, it was observed that

the analytical and numerical solutions were identical. This allows deducing that the method used is appropriate.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iii
REMERCIEMENTS.....	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT .....	vii
TABLE DES MATIÈRES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES.....	xii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	xviii
LISTE DES ANNEXES.....	xxii
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités .....	1
1.2 Objectif de la recherche.....	2
1.3 Méthodologie adoptée .....	2
1.4 Structure du mémoire.....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE .....	5
2.1 Résistance de la roche.....	5
2.1.1 Endommagement .....	6
2.1.2 Critère de rupture pour les roches .....	13
2.2 Mesures des contraintes .....	22
2.2.1 Types de techniques de mesures de contraintes.....	23
2.2.2 Méthodes directes.....	24
2.2.3 Méthodes indirectes.....	40
2.3 Écaillages du trou de forage (Borehole Breakouts) .....	45
2.3.1 Facteurs affectant les dimensions de l'écaillage autour d'un trou.....	50
2.3.2 Approche théorique et équations utilisées .....	51
2.3.3 La sonde de reconstitution acoustique (Acoustic TeleViewer).....	55

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET ANALYSE DES ÉCAILLAGES DES TROUS DE FORAGE....	58
3.1 Analyse des images de la sonde de reconstitution acoustique .....	58
3.2 Essais en Laboratoire .....	63
3.3 Détermination des paramètres du critère de rupture $MSDP_u$ .....	69
CHAPITRE 4 CALCUL DE $\sigma_H$ ET PRÉSENTATION DES RÉSULTATS .....	78
4.1 Cas idéalisés.....	78
4.1.1 Cas d'un trou dont l'axe est parallèle à la direction de l'une des contraintes principales .....	78
4.1.2 Cas d'un trou incliné dont l'axe est perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales .....	81
4.1.3 Cas d'un trou ayant un axe d'orientation quelconque.....	84
4.1.4 Conclusion des cas idéalisés étudiés.....	87
4.2 Validation des calculs par la modélisation numérique.....	89
4.2.1 But et méthodologie.....	89
4.2.2 Présentation de $FLAC^{3D}$ .....	89
4.2.3 Hypothèses.....	92
4.2.4 Création du modèle .....	92
4.2.5 Validation du modèle et vérification de la solution analytique pour le trou non parallèle à une contrainte principale avec les calculs $FLAC^{3D}$ .....	97
4.2.6 Conclusion de la modélisation .....	105
4.3 Application avec des données réelles.....	106
CHAPITRE 5 DISCUSSION.....	112
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	118
RÉFÉRENCES.....	121
ANNEXES.....	129



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Différentes méthodes pour déterminer $\sigma_{cc}$ , $\sigma_{ci}$ et $\sigma_{cd}$ (tiré de Xue et al., 2014) .....	12
Tableau 2.2 : Méthodes de mesure de contraintes en place selon le principe utilisé (adapté de Leite et al., 2010).....	24
Tableau 3.1 : Distance des zones d'écaillage et des échantillons dans le trou .....	60
Tableau 3.2 : Résultats des calculs de la portée angulaire des zones d'écaillages du trou de forage 1231790 analysées dans ce projet .....	62
Tableau 3.3 : Propriétés mécaniques obtenues des roches testées en laboratoire (d'après Labrie 2013).....	67
Tableau 3.4 : Paramètres du modèle MSDPu obtenus des essais en laboratoire .....	77
Tableau 4.1 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou dont l'axe est parallèle à la direction de $\sigma_h$ .....	80
Tableau 4.2 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou dont l'axe est incliné (pendage = 30°) et perpendiculaire à la direction de $\sigma_H$ .....	83
Tableau 4.3 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou d'orientation quelconque .....	88
Tableau 4.4 : Profondeur totale de différentes zones d'écaillage analysées dans le trou de forage 1231790 .....	106
Tableau 4-5 : Analyses des zones d'écaillage avec les valeurs des résistances à court terme (Pic) .....	108
Tableau 4.6 : Analyses des zones d'écaillage avec les valeurs des résistances à long terme (DIT) .....	109
Tableau 4.7 : Différence (en %) obtenue entre la valeur de $\sigma_H$ calculée et celle mesurée par Arjang et Herget (1997) pour la résistance au Pic et DIT .....	111

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Exemple de la courbe contrainte-déformation (Leite et al., 2010)-----	5
Figure 2.2 : Différentes phases de déformation d'un échantillon de roche soumise à un essai de compression (adapté de Paterson, 1978) -----	7
Figure 2.3 : La courbe contrainte-déformation montrant les différentes phases de développement des fissures lors d'un essai en compression uniaxiale (tiré et modifié de Martin 1993) -----	10
Figure 2.4 : Critère de Coulomb dans le plan de Mohr (adapté de Farmer, 1983) -----	15
Figure 2.5 : (a) Critère de rupture Hoek-Brown; (b) Critères Hoek-Brown et Mohr-Coulomb (adapté de Hoek et Brown, 1980) -----	17
Figure 2.6 : Influence des paramètres $m$ et $s$ sur la courbe enveloppe du critère de Hoek-Brown présenté dans l'espace de Mohr (adapté de Hoek et Brown, 1980)-----	18
Figure 2.7 : Courbes du critère MSDP <sub>u</sub> pour les roches intactes: a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ et b) dans le plan $\pi$ (d'après Aubertin et al., 1999) -----	20
Figure 2.8 : Influence du paramètre ( $\Gamma$ ) sur le critère MSDP <sub>u</sub> pour: a) les matériaux de faible porosité et b) matériaux de grande porosité (tiré de Aubertin et al., 2000). -----	22
Figure 2.9 : Types de contraintes (adapté de Amadei et Stephansson, 1997) -----	23
Figure 2.10 : Principe du rétablissement (tiré de Leite, 2006) -----	25
Figure 2.11 : Représentation schématique de l'installation de la méthode Vérin plat (d'après Merrill et al., 1964; tiré de (Amadei et Stephansson, 1997) -----	26
Figure 2.12 : Principe de fracturation (tiré de Leite et al., 2010) -----	27
Figure 2.13 : Principe de mesures (a) Fracturation hydraulique et (b) HTPF (tiré de Ljunggren et al, 2003) -----	30
Figure 2.14 : Principe de récupération (tiré de Leite et al., 2010) -----	31
Figure 2.15 : Schéma de la cellule du USBM (tiré de Leite et al., 2010 ) -----	32

Figure 2.16 : Cellule de Leeman (Roctest ltée) -----	35
Figure 2.17 : Différentes étapes de mesure avec la cellule de Leeman (tiré de Amedei et Stephansson, 1997) -----	35
Figure 2.18 : Cellule de doorstopper conventionnel (tiré de Leite et al., 2010) -----	36
Figure 2.19 : Cellule du doorstopper modifié. (a) vue de face (b) vue de profil (tiré de Corthésy et al., 2003) -----	38
Figure 2.20 : Module d'Acquisition intelligente (M.A.I.) (tiré de Corthésy et al., 2003) -----	39
Figure 2.21 : Procédure de mesures avec la cellule du doorstopper modifié (Corthésy et al., 2003) -----	39
Figure 2.22 : Essai de l'effet Kaiser (tiré de Lehtonen et al., 2012)-----	41
Figure 2.23 : Courbe émissions acoustiques vs Charge appliquée (adapté de Lehtonen et al., 2012) -----	41
Figure 2.24 : Orientations des échantillons pour l'essai de l'effet Kaiser (tiré de Lehtonen et al., 2012) -----	42
Figure 2.25 : Core diskings sur le granite du Lac Bonnet (tiré de Lim et Martin, 2010) -----	43
Figure 2.26 : Exemple de la relation entre l'épaisseur des disques $t_d$ (normalisée par le diamètre de la carotte) et $\sigma_H$ pour une $\sigma_v$ et une $\sigma_h$ données (tiré de Ljunggren et al., 2003) -----	44
Figure 2.27 : Différentes formes des écaillages dans les roches : a) en forme de V dans le granite de Westerly (tiré de Haimson, 2007), b) en forme de croissant dans le grès de Berea (tiré de Ewy et Cook, (1990) et c) en forme de fente dans le grès poreux d'Aztec (tiré de Haimson, 2007) -----	45
Figure 2.28 : Définition des caractéristiques de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage (tiré de Aubertin et al., 2002) -----	47
Figure 2.29 : Développement de la zone d'écaillages (Ljunggren et al., 2003) -----	48
Figure 2.30 : Illustration de l'orientation de $r$ et $\theta$ dans un trou vertical présentant des zones d'écaillages (tiré et adapté de Haimson, 2007) -----	53

Figure 2.31 : Description générale de la sonde de reconstitution acoustique QL40-ABI (tiré de ALT, 2009) -----	55
Figure 2.32 : Propagation des ondes dans le trou de forage (tiré de ALT, 2009) -----	57
Figure 3.1 : Exemple d'une zone d'écaillages observée à partir de WellCAD -----	59
Figure 3.2 : Presse hydraulique MTS Model 815 (MTS Systems Corporation) -----	65
Figure 3.3 : Courbe Rigidité volumétrique moyenne - Contrainte axiale de l'échantillon de granite 945-U1-----	66
Figure 3.4 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour Gabbro-919 -----	70
Figure 3.5 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour Granite-945 -----	70
Figure 3.6 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour Grey Granite-1123 -- -----	71
Figure 3.7 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour Grey Granite-1146 -- -----	71
Figure 3.8 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MTGB-SHR-1177 -- -----	72
Figure 3.9 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MTGB-SHR-1179 -- -----	72
Figure 3.10 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MTGB-SHR-1184 - -----	73
Figure 3.11 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MTGB-SHR-1186 - -----	73
Figure 3.12 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MetaBasalt-1434 --- -----	74
Figure 3.13 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MetaSediment-1452 -----	74
Figure 3.14 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour MetaBasalt-1610 --- -----	75

Figure 3.15 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu pour RhyoDacite-18 ---	75
Figure 3.15 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu de la Rhyolite-1946 ----	76
Figure 4.1 : Contraintes agissant à la paroi du trou (adapté de Simon et Labrie, 2012) -----	81
Figure 4.2 : Système d'axes pour l'orientation du trou quelconque (adapté de Amadei et Stephansson, 1997)) -----	84
Figure 4.3 : Cycle de calcul explicite de FLAC <sup>3D</sup> (adapté d'Itasca Consulting Group, 2001) ---	90
Figure 4.4 : Processus général de la modélisation (adapté d'Itasca, 2012e) -----	91
Figure 4.5 : Exemple d'un modèle cubique de FLAC <sup>3D</sup> ayant un cylindre au milieu -----	93
Figure 4.6 : Contrainte mesurée proche des frontières extérieures des modèles de différentes dimensions à l'angle $\theta = 0, 45$ et $90^\circ$ , (a) $S_{xx}$ , (b) $S_{yy}$ et (c) $S_{zz}$ -----	95
Figure 4.7 : Visualisation 3D du quart de modèle utilisé -----	96
Figure 4.8 : Visualisation 3D du modèle entier -----	97
Figure 4.9 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de FLAC <sup>3D</sup> pour différents angles $\theta$ : (a) distance $r$ / rayon $R \approx 1.02$ et (b) distance $r$ / rayon $R \approx 1.25$ (cas du trou de forage ayant l'axe parallèle à la direction de $\sigma_h$ pour la validation du modèle utilisé) ----	100
Figure 4.10 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de FLAC <sup>3D</sup> pour différents angles $\theta$ : (a) distance $r$ / rayon $R \approx 1.02$ et (b) distance $r$ / rayon $R \approx 1.25$ (cas du trou de forage incliné ayant l'axe perpendiculaire à la direction de $\sigma_H$ ) -----	103
Figure 4.11 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de FLAC <sup>3D</sup> pour différents angles $\theta$ : (a) distance $r$ / rayon $R \approx 1.02$ et (b) distance $r$ / rayon $R \approx 1.25$ (cas du trou de forage ayant l'axe d'orientation quelconque : direction $\alpha_N = 25^\circ$ et pendage $\beta = 44^\circ$ ) -----	105
Figure 4.12 : Contrainte principale horizontale maximale calculée et celle d'Arjang et Herget (1997) en fonction de la profondeur -----	110
Figure 5.1 : Influence des paramètres de la courbe du critère MSDPu sur le calcul de $\sigma_H$ pour le cas du Gabbro-919 : la résistance en compression uniaxiale (a), la résistance en tension (b) et l'angle de friction (c) -----	114

Figure 5.2 : Influence du poids de terre sur le calcul de $\sigma_H$ pour le cas du Gabbro-919	-----115
Figure 5.3 : Influence de la portée angulaire de la zone d'écaillages sur le calcul de $\sigma_H$ pour le cas du Gabbro-919	-----116
Figure A1 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 919 ft	-----129
Figure A2 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 948 ft	-----129
Figure A3 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1123 ft	-----130
Figure A4 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1147 ft	-----130
Figure A5 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1180 ft	-----131
Figure A6 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1186 ft	-----131
Figure A7 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1437 ft	-----132
Figure A8 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1453 ft	-----132
Figure A9 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1606 ft	-----133
Figure A10 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1948 ft	-----133
Figure G1 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Gabbro-919 (d'après Labrie, 2013)	-----149
Figure G2 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Granite-945 (d'après Labrie, 2013)	-----150
Figure G3 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Grey Granite-1123 (d'après Labrie, 2013)	-151
Figure G4 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Grey Granite-1146 (d'après Labrie, 2013)	-152
Figure G5 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MTGB-SHR-1177 (d'après Labrie, 2013)	-153
Figure G6 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MTGB-SHR-1179 (d'après Labrie, 2013)	-154
Figure G7 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MTGB-SHR-1184 (d'après Labrie, 2013)	-155
Figure G8 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MTGB-SHR-1186 (d'après Labrie, 2013)	-156
Figure G9 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MetaBasalt-1434 (d'après Labrie, 2013)	---157
Figure G10 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MetaSediment-1452 (d'après Labrie, 2013)	- -----158
Figure G11 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MetaBasalt-1610 (d'après Labrie, 2013)	-159

Figure G12 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du RhyoDacite-11891 (d'après Labrie, 2013) ---

-----160

Figure G13 : Courbes 'Contrainte-Déformation' de la Rhyolite-1947 (d'après Labrie, 2013) --161

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire de la section droite de l'éprouvette
$a_1$ et $a_2$	Paramètres de MSDP <sub>u</sub> utilisés pour des roches intactes à faible porosité
$\tilde{a}_1$ et $\tilde{a}_2$	Paramètres de MSDP <sub>u</sub> sous influence du paramètre de continuité $\Gamma$
a, m et s	Paramètres du critère de rupture Hoek & Brown
b	Paramètre représentant le rapport entre la résistance en CTC et en RTE
BDG	Borehole Deformation Gauge
C	Cohésion
$C_0, \sigma_{UCS}, \sigma_C$	Résistance en compression uniaxiale
CANMET	Canadian Mines and Energies Technologies, Ressources Naturelles Canada
CERCHAR	Centre de Recherches des Charbonnages
$C_R$	Coefficient de réflexion
CSIR	Council for Scientific and Industrial Research
CSIRO	Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation
CTC	Compression triaxiale conventionnelle
D	Diamètre de l'éprouvette
$d_b$	Profondeur de la zone d'écaillages
DRMC	Deep Mining Research Consortium
E	Module de Young
FLAC <sup>3D</sup>	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions
FS	Facteur de sécurité
$F_0$	Fonction qui décrit la forme de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$
$F_\pi$	Fonction qui contrôle la forme de la surface de rupture dans le plan $\pi$



G	Module de cisaillement
HITS	Taux d'émission acoustique cumulative
HTPF	Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures
$I_1$	Premier invariant du tenseur des contraintes
$I_c$	Contrainte hydrostatique de compression
$J_2$	Deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques
K	Module de rigidité
L	Longueur de l'éprouvette
LUH	Cellule de l'Université de Technologies Lulea
M.A.I.	Module d'Acquisition Intelligent
$MSDP_u$	Mises-Schleicher and Drucker-Prager unified
MTG-SHR	MetaGabbro-SHR
P	Charge appliquée à la rupture lors d'un essai
$P_0$	Pression des pores
$P_b$	Pression appliquée au moment où la fracture s'est produite
$P_f$	Pression de fermeture
r	Distance d'un point à partir du centre du trou
R	Rayon du trou
RPR	Recovered to Peak Ratio
RTE	Extension triaxiale (Reduced Triaxial Extension)
$S_{ij}$	Tenseur de contrainte déviatorique
SFJ	Small Flat Jack
SSPB	Swedish State Power Board
$S_{xx}, S_{yy}, S_{zz}$	Contraintes en compression dans le système de référence (0, X, Y, Z) de FLAC <sup>3D</sup>

$S_{xy}, S_{yz}, S_{xz}$	Contraintes de cisaillement dans le système de référence (0, X, Y, Z) de FLAC <sup>3D</sup>
$T_0, \sigma_t$	Résistance en tension
$t_d$	Épaisseur de disques
USBM	U.S. Bureau of Mines
$V_f$	Vitesse de propagation des ondes dans le fluide
$V_m$	Vitesse de propagation des ondes dans le matériau
$Z_f$	Impédance acoustique du fluide
$Z_m$	Impédance acoustique du matériau
$\alpha$	Pente de la portion linéaire du critère MSDP <sub>u</sub> dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$
$\alpha_N$	Azimut
$\beta$	Pendage
$\rho_f$	Densité du fluide
$\rho_m$	Densité du matériau
$\tau$	Contrainte de cisaillement le long du plan de rupture
$\mu$	Coefficient de friction interne
$\sigma_n$	Contrainte normale
$\phi_0$	Angle de frottement interne
$\phi$	Angle de friction
$\phi_a$	Angle de friction apparent
$\phi_r$	Angle de friction résiduel
$\theta_b$	Portée angulaire de la zone d'écaillages
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\theta$	Angle de Lode

$\varepsilon_{VFC}$	Déformation volumétrique des fissures calculée
$\varepsilon_V$	Déformation volumétrique
$\varepsilon_{axiale}$	Déformation axiale
$\varepsilon_{latérale}$	Déformation latérale
$\varepsilon_V \text{ élastique}$	Déformation volumétrique élastique
$\sigma_{ij}$	Tenseur de contrainte
$\sigma_1$	Composante principale majeure du tenseur des contraintes
$\sigma_2$	Composante principale intermédiaire du tenseur des contraintes
$\sigma_3$	Composante principale mineure du tenseur des contraintes
$\sigma_X, \sigma_Y, \sigma_Z$	Composantes des contraintes principales suivant l'orientation du trou de forage
$\tau_{XY}, \tau_{YZ}, \tau_{XZ}$	Composantes des contraintes principales suivant l'orientation du trou de forage
$\sigma_V$	Contrainte principale verticale
$\sigma_h$	Contrainte principale horizontale minimale
$\sigma_H$	Contrainte principale horizontale maximale
$\sigma_{CD}, \sigma_{DIT}$	Contrainte du seuil d'initiation d'endommagement
$\sigma_{CI}$	Contrainte du seuil d'initiation des fissures
$\sigma_{CC}$	Contrainte du seuil de fermeture des fissures
$\sigma_r$	Contrainte radiale
$\sigma_\theta$	Contrainte tangentielle
$\Gamma$	Paramètre de continuité

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Mesure de la portée angulaire .....	129
ANNEXE B – Cas d’un trou dont l’axe est parallèle à la direction de l’une des contraintes principales .....	134
ANNEXE C – Cas d’un trou incliné dont l’axe est perpendiculaire à la direction de l’une des contraintes principales .....	136
ANNEXE D – Cas d’un trou ayant un axe d’orientation quelconque .....	139
ANNEXE E – Code de génération du modèle flac3d : cas d’un trou ayant un axe d’orientation quelconque .....	143
ANNEXE F – Application avec des données réelles : cas du trou incliné et perpendiculaire à $\sigma_H$ .....	146
ANNEXE G – Courbes ‘Contrainte-Déformation’ des échantillons des roches testés en laboratoire.....	149

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités

L'utilisation des produits fabriqués avec les minéraux extraits du sous-sol augmente dans le temps avec les besoins croissants. De plus en plus, les gisements peu profonds s'épuisent et les compagnies minières sont obligées d'extraire ceux qui sont en profondeur. Ceci engendre des complications supplémentaires et surtout augmente des risques liés à la sécurité des travailleurs, d'autant plus que dans les massifs rocheux, les contraintes naturelles augmentent avec la profondeur. Et plus grandes sont les contraintes en place, plus il y a des conditions de rupture capable de causer des dégâts considérables aux ouvrages souterrains, aux équipements et surtout mettre la vie des travailleurs en danger.

Une meilleure connaissance de ces contraintes est donc très importante, surtout dans les domaines tels que le génie minier, pétrolier et nucléaire parce qu'elle permet la conception des ouvrages souterrains sécuritaires non seulement en optimisant la forme, les dimensions et l'orientation de ces derniers, mais aussi en permettant une installation optimale de soutènements convenables. Les méthodes conventionnelles généralement utilisées pour les mesurer posent problème à plus grande profondeur à cause des phénomènes tels que le discage, la fermeture et l'endommagement des trous de forages, etc. Les résultats obtenus sont souvent inexacts et parfois, la mesure n'est même pas possible. De plus, les coûts associés à ces techniques sont généralement très élevés, ce qui limite parfois la réalisation de certaines d'entre elles. C'est pourquoi il est important de développer des méthodes alternatives ou indirectes de mesure de ces contraintes, afin d'assurer non seulement la sécurité des ouvrages souterrains, mais aussi celle des travailleurs et des équipements miniers et ainsi, permettre l'optimisation de la rentabilité de l'exploitation minière.

D'autre part, lorsqu'un trou est foré dans le massif rocheux, on peut parfois observer de l'écaillage de la roche à la paroi du trou. Ce phénomène qui est dû à l'instabilité de la roche à sa paroi s'accroît encore plus en grande profondeur. Ces zones de rupture à la paroi se présentent des deux côtés du trou de forage avec une géométrie symétrique et forment typiquement un angle de quatre-vingt-dix degrés avec la direction de la contrainte maximale dans le plan

perpendiculaire à l'axe du trou. Ce phénomène a été identifié pour la première par Leeman (1964), et depuis ce temps, plusieurs auteurs ont montré que ces zones d'écaillages peuvent constituer un indicateur valable pour déterminer la direction de la contrainte maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou (e.g. Bell et Gough, 1979). De nombreux autres chercheurs ont entrepris des investigations afin d'élaborer des méthodes permettant d'évaluer la direction, et voire l'ampleur de la contrainte principale maximale à partir de l'observation de ces zones d'écaillages à la paroi du trou (e.g. Zoback et al., 1985; Vernik et Zoback, 1992; Li et Aubertin, 1999; Li et al., 2000; Haimson et Chang, 2002; Simon et Labrie, 2012).

## 1.2 Objectif de la recherche

L'objectif principal de cette étude est de développer un outil qui permet d'estimer de façon plus régulière la contrainte principale horizontale maximale in situ en profondeur à partir des caractéristiques de la zone d'écaillages du trou de forage avec une certaine précision ( $\pm 20\%$  de marge d'erreur), sans avoir à faire des mesures qui sont très coûteuses et difficiles à réaliser. Cela consiste à créer un fichier Excel, facile à utiliser et qui permet d'estimer la contrainte principale horizontale maximale in situ, connaissant l'orientation du trou de forage (la direction et le pendage), la portée angulaire et la profondeur de la zone d'écaillage observée à la paroi de ce dernier et les paramètres du critère de rupture 3D (MSDP<sub>u</sub>)<sup>1</sup> de la roche (la résistance en compression  $\sigma_c$ , la résistance en tension  $\sigma_t$  et l'angle de friction  $\varphi$ ) (Aubertin et al., 1999, 2000).

## 1.3 Méthodologie adoptée

Pour atteindre l'objectif de ce projet, la méthodologie adoptée comporte les étapes suivantes :

### Étape 1 : Analyse du trou de forage et collecte des échantillons

Le présent projet est réalisé en collaboration avec la mine Creighton située à Sudbury (Ontario), appartenant à la compagnie Vale. Les trous de forage d'exploration de la partie profonde de la mine ( $\approx 2500\text{m}$ ) ont été analysés avec une sonde d'imagerie acoustique. À l'aide du logiciel WellCad, la paroi du trou a été observée afin de localiser les différentes zones d'écaillage ainsi

---

<sup>1</sup> Mises-Schleicher and Drucker-Prager unified

que leurs caractéristiques. À partir de ces observations, les échantillons des carottes de roches aux alentours de ces zones d'écaillage ont été prélevés pour être testés en laboratoire.

### Étape 2 : Les essais en laboratoire

Tous les essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des roches de CANMET<sup>2</sup> situé dans la région d'Ottawa, Canada. Plusieurs types d'essais ont été réalisés. Des essais de compression uniaxiale ont permis de déterminer la résistance en compression uniaxiale, le coefficient de Poisson et le module de déformation de la roche; des essais brésiliens (compression diamétrale ou traction indirecte) ont permis de déterminer la résistance en traction et les essais de compression triaxiale ont été effectués pour la détermination de l'enveloppe du critère de rupture multiaxial MSDPu utilisé pour l'analyse de l'écaillage de la roche. Notons que ces essais triaxiaux ont été réalisés avec des pressions de confinement allant jusqu'à 60 MPa afin d'obtenir une meilleure approximation de la résistance de la roche dans la plage des valeurs des contraintes présentes sur le terrain.

### Étape 3 : L'étude de stabilité analytique

C'est par cette analyse que la contrainte horizontale maximale sera déduite des équations tirées des hypothèses formulées. À partir des résultats des essais en laboratoire, on établit les paramètres de l'enveloppe du critère MSDPu de la roche. Ensuite, on analyse le seuil de la contrainte maximale qui mènerait la roche à la rupture, basé sur les équations du modèle analytique utilisé.

### Étape 4 : La modélisation numérique

Cette étape est très importante parce qu'elle permet de valider l'approche mathématique utilisée pour les trous inclinés et d'orientation quelconque. Le logiciel FLAC<sup>3D</sup> a été utilisé pour la modélisation numérique de trous de forage. Deux cas ont été étudiés : le premier cas correspond à un trou incliné dont l'axe est perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales et pour le deuxième cas, le trou a un axe d'orientation quelconque.

---

<sup>2</sup> Canadian Mines and Energies Technologies, Ressources Naturelles Canada

## **1.4 Structure du mémoire**

Ce mémoire commence par ce présent chapitre d'introduction et de mise en situation. Le chapitre 2 présente la revue de littérature et est subdivisé en trois parties. La première partie porte sur la résistance de la roche, en particulier sur les différents seuils d'endommagement de la roche liés à l'initiation et à la propagation des microfissures dans la roche ainsi que les critères de rupture Mohr-Coulomb, Hoek et Brown et MSDPu. La deuxième partie présente un aperçu de différentes méthodes de mesure des contraintes existantes : les méthodes directes et indirectes et la dernière partie porte sur le phénomène d'écaillage des trous de forage.

Le chapitre 3 présente l'analyse des dimensions des écaillages observés à la paroi du trou de forage et les courbes du critère de rupture de différentes roches dans lesquelles ce phénomène a été observé.

Le chapitre 4 décrit les différentes étapes de calcul de la contrainte principale horizontale maximale, la présentation des résultats et la validation par la modélisation numérique (FLAC3D).

Le chapitre 5 présente la discussion des résultats et pour terminer, le chapitre 6 présente la conclusion et les recommandations.



## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Résistance de la roche

En mécanique des roches, la roche est définie comme étant une matière solide, composée de cristaux ou de débris de matériaux amorphes enchevêtrés. Ces derniers forment des grains qui sont regroupés ensemble grâce aux liaisons intermoléculaires, en présence ou non des agents liants. Dans la structure des roches, se trouvent des défauts inter et intra granulaires qui jouent un rôle très important sur le comportement mécanique des roches. Ces défauts se présentent sous forme de dislocations, des microfissures, de pores, impuretés, inclusions, joints des grains, etc. (Simon, 2002).

En fonction du type de minéraux et de la structure granulaire qui les forment, les roches peuvent être regroupées en fonction de leurs origines en trois catégories distinctes : les roches ignées (cristallines), les roches sédimentaires (détritiques) et les roches métamorphiques (altérées par leur historique) (Aubertin, 2012). La résistance de la roche peut être définie comme étant la capacité de la roche à se déformer ou à atteindre la rupture lorsqu'elle est soumise à une charge quelconque. Elle est représentée par les caractéristiques de la courbe contrainte-déformation ( $\sigma, \epsilon$ ) de la roche telle que montrée dans la figure 2.1. Les principales propriétés mécaniques qui caractérisent la résistance d'une roche sont : la résistance en compression uniaxiale ( $C_0$ ), le module de déformation ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et la résistance en traction ( $T_0$ ). Ces propriétés peuvent être obtenues des essais en laboratoire.

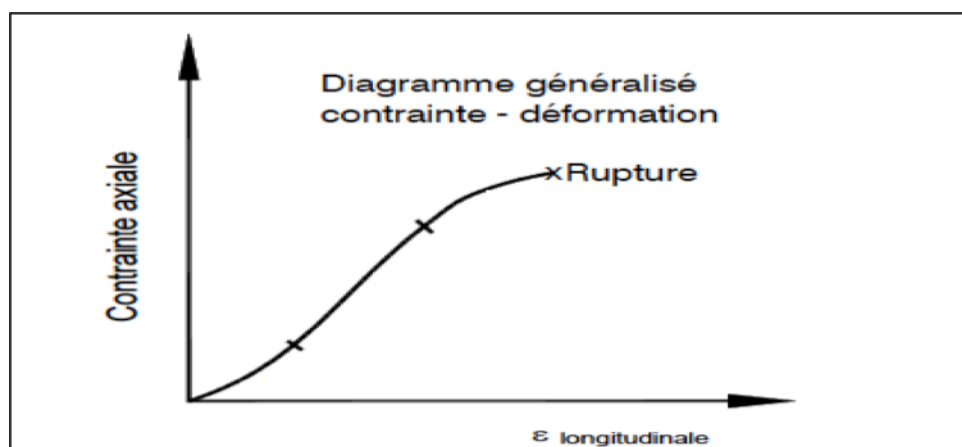


Figure 2.1 : Exemple de la courbe contrainte-déformation (Leite et al., 2010)

### 2.1.1 Endommagement

La composition structurale hétérogène de la roche en laboratoire comme in situ est souvent la cause de l'accélération de son endommagement ou encore de la dégradation de ses propriétés mécaniques lorsque celle-ci est soumise à des contraintes externes. Quand ces contraintes appliquées sont importantes, et si elles dépassent un certain seuil, les défauts qu'elle contient progressent jusqu'à la formation des fissures qui peuvent entraîner sa rupture (Aubertin et Simon, 1997). Cela conduit à une dégénérescence des caractéristiques mécaniques qui se traduit par une variation progressive des modules de cisaillement ( $G$ ) et de rigidité ( $K$ ) qui est communément associée à l'endommagement du massif rocheux. Ces deux paramètres sont obtenus à partir du module de Young ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) de la roche, par les expressions suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.2)$$

Lemaitre (1996) considère que le processus d'endommagement commence lorsque les liens moléculaires sont brisés et que des déformations irréversibles apparaissent. Certains auteurs (Charlez, 1991; Martin, 1993) ont considéré ce processus de destruction des liens pendant la déformation comme une perte de cohésion du matériel.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont étudié le processus qui conduit à l'endommagement ou à la rupture de la roche, leurs travaux sur la relation contrainte-déformation d'un échantillon de roche soumis à un essai de compression sont dominés par l'étude des défauts (fissures) et leurs progressions dans la roche (Brace et al., 1966; Bieniawski, 1967a, 1967b; Wawersik et Fairhurst, 1970; Paterson, 1978; Martin, 1993; Martin et Chandler, 1994).

La figure 2.2 illustre la courbe contrainte-déformation, ses différentes phases ainsi que l'évolution de certaines propriétés d'un échantillon de roche chargé en compression.

Lorsqu'un échantillon de roche est chargé en compression, le processus de déformation peut être subdivisé en cinq différentes phases : fermeture des fissures (I), déformation élastique linéaire

(II), propagation stable des fissures (III), propagation non stable des fissures (IV) et la phase post-pic (V).

La première phase (I) est caractérisée par la fermeture des fissures, il se produit généralement une contraction volumique. Elle est aussi marquée par augmentation de la vitesse de propagation des ondes de compression et de rigidité axiale, accompagnée d'une baisse de perméabilité. La partie de la courbe associée à cette phase est non linéaire et a une forme concave. Cette phase représente l'état initial des défauts dans les roches à faible porosité. Cependant, elle peut ne pas être observée pour les roches de faible densité initiale des fissures (Xue et al., 2014). Le broyage et la destruction locale peuvent empêcher qu'une partie de ce comportement soit complètement réversible (Lajtai et Dzik, 1996). Cette phase s'arrête au point A sur la courbe.

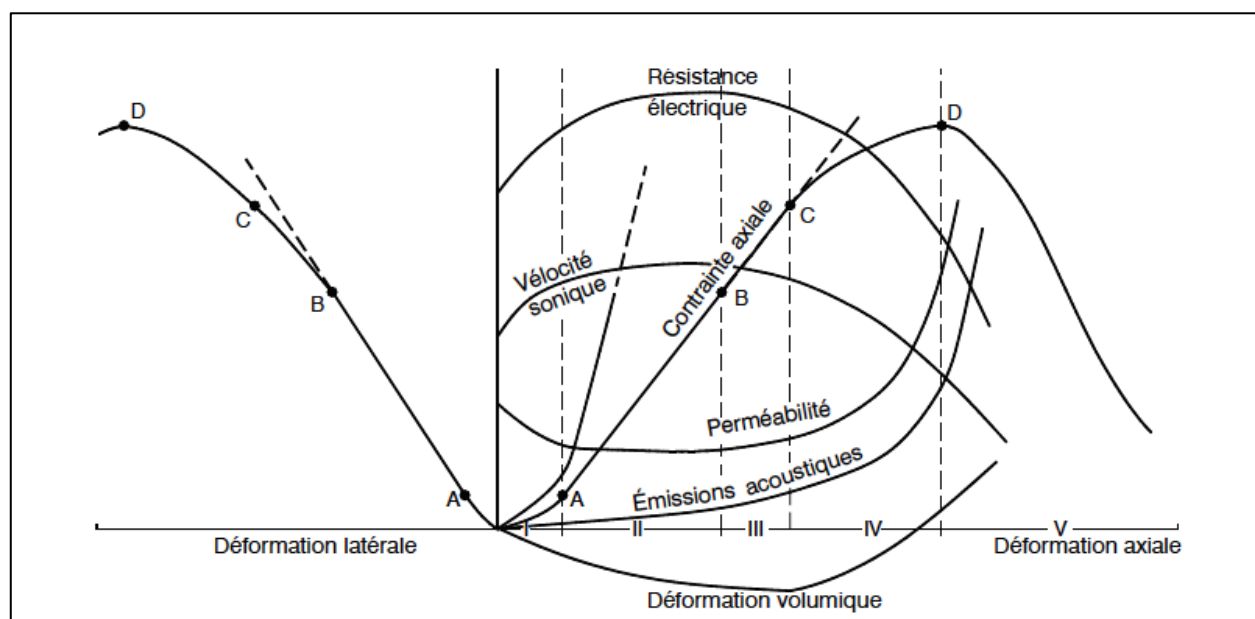


Figure 2.2 : Différentes phases de déformation d'un échantillon de roche soumise à un essai de compression (adapté de Paterson, 1978)

La phase (II) se distingue par la linéarité de sa courbe qui est liée aux déformations élastiques intra et inter granulaire. Son ampleur varie beaucoup d'une roche à une autre. Les émissions acoustiques caractéristiques de cette phase sont faibles, mais non nulles. C'est dans cette phase

que le module de Young ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) sont estimés (ASTM D7012-14, 2014).

La troisième phase (III) se différencie des autres par la formation de nouvelles fissures orientées parallèlement à la charge appliquée. Ces dernières se propagent d'une manière stable et uniforme à une vitesse variant entre  $10^{-10}$  et  $10^{-1}$  m/s (Aubertin, 2012). Dans cette phase la croissance des fissures peut être stoppée par le contrôle de la charge appliquée. On note une augmentation d'activités acoustiques et de perméabilité, ainsi qu'une diminution marquée de la vitesse des ondes. On remarque également une apparition des déformations permanentes. La fin de cette phase (point C) est marquée par un renversement de la courbe contrainte axiale – déformation volumétrique. Ce phénomène peut être considéré comme le passage d'un état de compressibilité à un état de dilatance (Cristescu, 1985) (voir la Figure 2.3).

La quatrième phase (IV) commence au moment où les microfissures s'accroissent de façon plus localisée (point C), créant un regroupement de celles-ci. Ce regroupement provoque une grande instabilité de leur propagation, pouvant atteindre des vitesses comparables à celle du son. Ceci conduit à une perte de l'intégrité de la roche et ainsi, mène à la rupture. Cette phase est aussi caractérisée par une perméabilité accrue, une dilatance et des émissions acoustiques marquées, accompagnée d'une diminution de la vitesse de propagation des ondes mécaniques. Une perte claire de la linéarité de sa courbe contrainte-déformation axiale et une augmentation plus prononcée de sa déformation diamétrale  $y$  sont observées. Elle se termine lorsque l'échantillon de la roche atteint la charge appliquée maximale qu'elle peut supporter, ce qui correspond à la résistance en compression uniaxiale ( $\sigma_{ucs}$ ) dans le cas d'un essai en compression uniaxiale.

Durant la phase (V), la roche présente un comportement discontinu et sa réponse dépend des propriétés du système de chargement (Aubertin et Simon, 1997).

Les roches tendres telles que le sel la potasse, le gypse, etc., présentent les mêmes processus de déformation. Cependant, leur déformation non élastique est plus importante par rapport à celle des roches dures ayant un comportement fragile. Cela est dû à l'apport de leur propriété de plasticité inter cristalline (Aubertin et al., 1992, 1994).

Martin (1993) a constaté lors des observations expérimentales sur le granite que contrairement à la résistance ultime, la contrainte correspondant au seuil d'initiation d'endommagement ( $\sigma_{cd}$  ou  $\sigma_{DIT}$ ) associée au point C était indépendante des conditions de chargement (taux de chargement) et d'échelle. Selon lui, elle caractérise mieux la roche in situ. La résistance ultime constitue la contrainte maximale que peut supporter un échantillon de roche sous un ensemble donné de conditions de chargement.

Martin et Chandler (1994) ont suggéré l'utilisation de la contrainte d'initiation d'endommagement ( $\sigma_{cd}$  ou  $\sigma_{DIT}$ ) comme la résistance de la roche à long terme. D'après eux, lorsqu'un échantillon de roche est soumis à une contrainte égale à  $\sigma_{cd}$ , même si cette dernière reste constante, si le test est effectué en un temps assez long, l'échantillon finirait par atteindre la rupture (Figure 2.3).

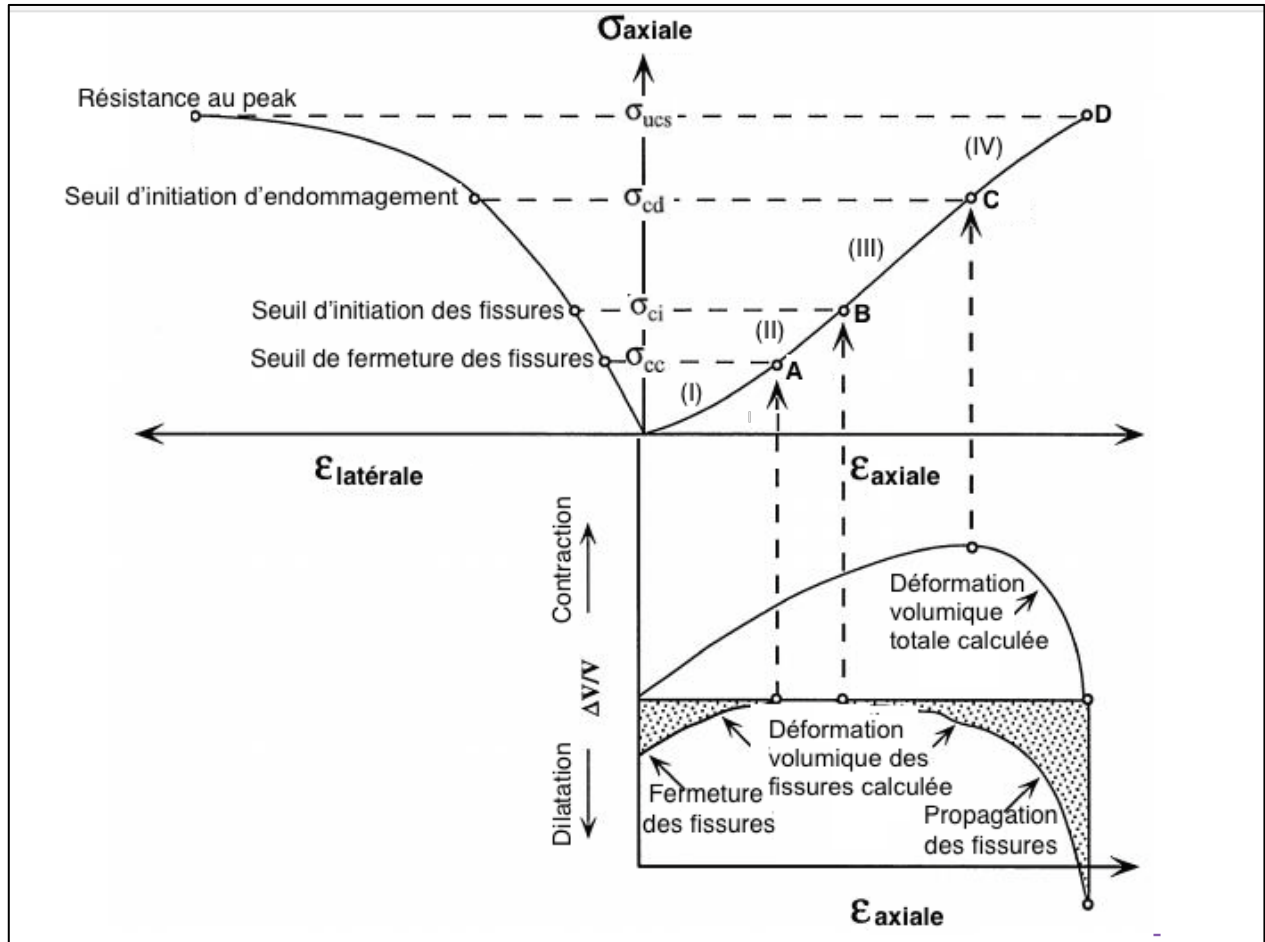


Figure 2.3 : La courbe contrainte-déformation montrant les différentes phases de développement des fissures lors d'un essai en compression uniaxiale (tiré et modifié de Martin 1993)

D'après Aubertin et Simon, (1997) les points B et C, correspondant respectivement aux contraintes d'initiation des fissures ( $\sigma_{ci}$ ) et d'endommagement ( $\sigma_{cd}$ ) peuvent être utilisées comme des points importants en mécanique des roches à cause de leur incidence significative sur le comportement mécanique du matériau. Le premier représente la contrainte minimale qui produit principalement une augmentation de la valeur du coefficient de Poisson apparent (changement des paramètres G et K), tandis que le second correspond à un état de contrainte où l'effet de la fissuration devient évident même sur le module de Young.

Xue et al., (2014) ont étudié le seuil d'initiation d'endommagement de différents types des roches basé sur l'essai de compression uniaxiale. Ils ont conclu que le rapport  $\sigma_{cd} / \sigma_{ucs}$  peut être une

propriété intrinsèque de roches à faible porosité qui peut être utilisée comme un indicateur fiable pour prédire l'endommagement et la rupture d'une roche.

La contrainte d'initiation des fissures ( $\sigma_{ci}$ ) correspondant au point B sur la courbe contrainte axiale-déformation axiale est atteinte pour une contrainte variant entre 30 à 70% de la résistance à la rupture. Pour les roches à faible porosité chargée en compression uniaxiale, une valeur d'environ 50% de  $C_o$  est courante (Aubertin et Simon, 1997).

Quant à la contrainte d'initiation d'endommagement  $\sigma_{cd}$  ou le point C sur la même courbe, elle varie entre 50% et 90% de la résistance à la rupture. Habituellement, sa valeur est près de 75% de la résistance en compression uniaxiale pour les roches à faible porosité (Aubertin et Simon, 1997).

Dans la littérature, plusieurs méthodes sont présentées pour déterminer les seuils de résistance des échantillons de roche. Le Tableau 2.1 résume certaines méthodes couramment utilisées proposées par (Bieniawski, 1967b; Martin, 1993; Martin et Chandler, 1994; Eberhardt et al., 1997, 1999; Ranjith et al., 2010).

Martin (1993) a suggéré l'utilisation de la courbe de déformation volumique des fissures calculée pour déterminer les seuils de fermeture des fissures  $\sigma_{cc}$  et d'initiation des fissures  $\sigma_{ci}$ . Il définit la première comme le point où la partie horizontale de la courbe de déformation volumique des fissures calculée commence et la deuxième comme là où elle termine. (Voir la Figure 2.3)

Tableau 2.1 : Différentes méthodes pour déterminer  $\sigma_{cc}$ ,  $\sigma_{ci}$  et  $\sigma_{cd}$  (tiré de Xue et al., 2014)

Contrainte	Indicateur	Méthodologie
Seuil de fermeture des fissures ( $\sigma_{cc}$ )	Déformation axiale	Point où la linéarité élastique commence
	Rigidité axiale	Point où la courbe de rigidité axiale change de non-linéarité à linéarité
	Rigidité latérale	Point minimum de la courbe de rigidité latérale
	DVFC-déformation axiale	Point où la section horizontale de la courbe DVFC-déformation axiale commence
Seuil d'initiation des fissures ( $\sigma_{ci}$ )	Contrainte axiale-déformation volumique	Point où la courbe contrainte axiale-déformation volumique change de linéaire à non-linéaire
	Rigidité volumique	Point où le premier grand écart du comportement linéaire se produit
	DVFC-déformation axiale	Point où la section horizontale de la courbe DVFC-déformation axiale termine
	Émission acoustique	Point où le nombre d'événements d'émissions acoustiques dépasse significativement le niveau détecté pour la première fois
Seuil d'initiation d'endommagement ( $\sigma_{cd}$ )	Rigidité volumique	Point où les valeurs changent de positives à négatives
	Déformation volumique-déformation axiale	Point où le renversement de la courbe déformation volumique-déformation axiale se produit
	Émission acoustique	Point où les événements des émissions acoustiques divergent de la deuxième intervalle de linéarité et augmentent de façon significative
DVFC: Déformation volumique des fissures calculée		

Pour un échantillon de roche chargé uniaxialement, la déformation volumique des fissures calculée est déterminée en soustrayant la déformation volumique élastique de la déformation volumique totale mesurée. Elle est définie par la relation :

$$\mathcal{E}_{VFC} = \mathcal{E}_V - \mathcal{E}_{V \text{ élastique}} \quad (2.3)$$

$$\mathcal{E}_V = \mathcal{E}_{axiale} - 2\mathcal{E}_{latérale} \quad (2.4)$$

$$\mathcal{E}_{V \text{ élastique}} = \frac{1-2\nu}{E} \sigma_{axiale} \quad (2.5)$$



Où :

$\epsilon_{VFC}$  : La déformation volumique des fissures calculée;

$\epsilon_V$  : La déformation volumique totale mesurée;

$\epsilon_V$  élastique : La déformation volumique élastique;

$\epsilon_{axiale}$  : La déformation axiale;

$\epsilon_{latérale}$  : La déformation latérale;

$\sigma_{axiale}$  : La contrainte axiale;

$E, \nu$  : Le module de Young et le coefficient de Poisson.

La contrainte d'initiation d'endommagement ( $\sigma_{cd}$ ) quant à elle, peut être déterminée avec la courbe de déformation volumique. Elle est définie comme le point de cette courbe où le renversement se produit ou encore sa pente change de positive à négative.

### 2.1.2 Critère de rupture pour les roches

Un critère de rupture précise la condition de l'état des contraintes à laquelle la rupture d'une roche se produit. En mécanique des roches, plusieurs critères de rupture ont été développés; Andreev (1995) et Sheorey (1997) ont présenté une revue de nombreux critères existants. Ces derniers sont généralement exprimés en fonction des contraintes principales pouvant décrire la condition qui correspond à la charge maximale ou la contrainte au pic obtenue lors d'un essai de laboratoire conventionnel, pour différentes combinaisons de contraintes.

La plupart de ces critères ont été initialement élaborés avec les deux contraintes extrêmes du tenseur des contraintes principales, soient la minimale et la maximale, négligeant ainsi la composante intermédiaire. L'effet de cette dernière sur la formulation du critère de rupture était considéré comme étant nul ou négligeable. Les travaux menés par Mogi (1971), Chang et Haimson (2001) et Al-Ajmi et Zimmerman (2005) montrent que cela n'est pas tout à fait exact. Les observations expérimentales de Lade (1993) montrent qu'un critère de rupture

bidimensionnel n'engendre pas la même résistance à la rupture pour deux échantillons de roche dont l'un est soumis à un essai de compression uniaxiale et l'autre de compression biaxiale.

Parmi ces critères bidimensionnels, certains ont été mathématiquement ou artificiellement transformés en une formulation à trois dimensions (Pan et Hudson, 1988), mais la méthode utilisée pour procéder à cette transformation est plutôt arbitraire et ne reflète pas bien le comportement mécanique réel du matériau (Aubertin et al., 1999).

Cependant, il existe aussi plusieurs critères de ruptures qui tiennent compte de trois composantes des contraintes principales (e.g. Lade 1977; Kim et Lade 1984; Desai et Salami 1987; etc.). Les plus simples parmi eux sont limités ou ne permettent pas correctement de représenter les résultats expérimentaux, tandis que d'autres utilisent les paramètres n'ayant aucun sens physique véritable.

La majorité des critères existants ne permettent pas une bonne description de la rupture des roches soumises à un état de contraintes en traction ou encore combiné traction-compression. Ceci représente un inconvénient commun remarquable d'autant plus que ce mode de chargement est fréquemment rencontré sur les roches à proximité des ouvertures souterraines (Aubertin et al., 2002).

Dans le but de tenir compte de tous les points présentés ci-haut et de pallier à d'autres limitations connues, mais pas présentées dans ce mémoire, Aubertin et al. (1999) ont développé un critère multiaxial appelé MSDP<sub>u</sub> (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager unifié). Les détails de ce critère sont présentés à la fin de cette section.

En mécanique des roches, les deux critères de rupture les plus utilisés sont : les modèles Mohr-Coulomb et Hoek & Brown.

### **2.1.2.1 Critère de Mohr-Coulomb**

Ce critère a été développé par Coulomb dans ses travaux sur les murs de soutènement (Heyman, 1972). Il est représenté par une ligne droite dans l'espace de Mohr. Ce modèle analyse la rupture de la roche en utilisant la théorie des contraintes bidimensionnelles du cercle de Mohr.

Coulomb a conclu que la rupture d'une roche chargée en compression se produit lorsque la contrainte de cisaillement qui se développe sur un plan spécifique atteint une valeur suffisante pour surmonter à la fois la cohésion naturelle de cette roche et la force de frottement qui s'oppose à un mouvement le long du plan de rupture (Al-Ajmi et Zimmerman, 2005).

Son équation est donnée par :

$$\tau = C + \mu \sigma_n \quad (2.6)$$

$$\mu = \tan \phi_0 \quad (2.7)$$

Où  $C$  est la cohésion,  $\mu$  le coefficient de friction interne,  $\phi_0$  l'angle de frottement interne,

$\tau$  la contrainte de cisaillement à la rupture le long du plan de glissement et  $\sigma_n$  la contrainte normale sur ce plan. Le plan de rupture forme un angle  $\theta$  avec la contrainte principale minimale qui vérifie la relation :

$$2\theta = \frac{\pi}{2} + \phi_0 \quad (2.8)$$

Dans le plan des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ , ce critère devient :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2 C \cos \phi_0 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi_0 \quad (2.9)$$

La Figure 2.4 illustre l'enveloppe du critère Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr ( $\tau, \sigma$ )

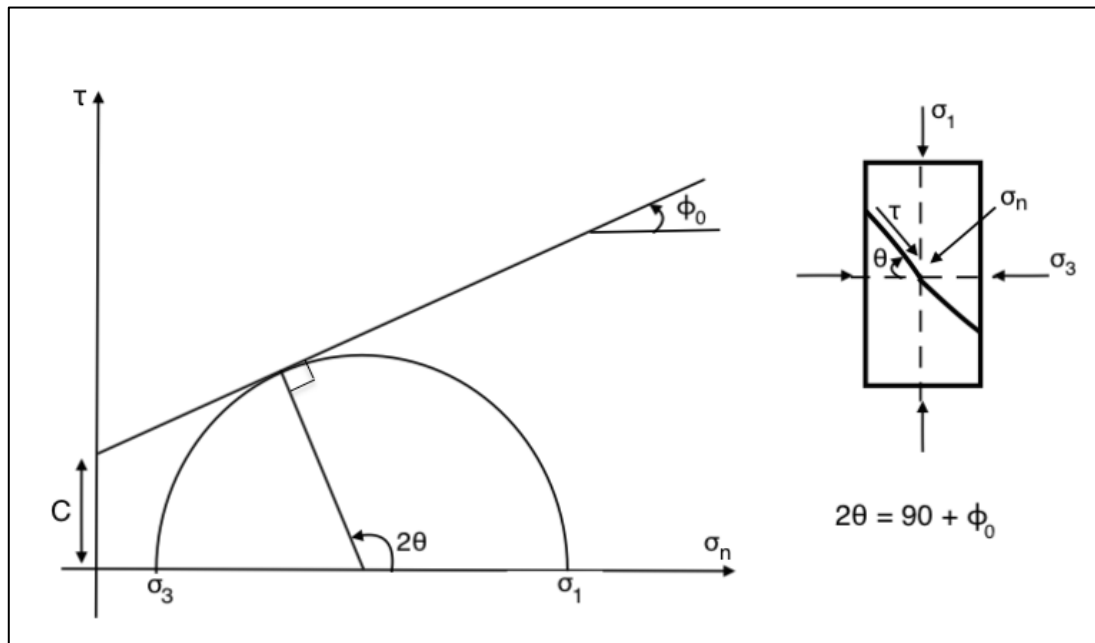


Figure 2.4 : Critère de Coulomb dans le plan de Mohr (adapté de Farmer, 1983)

Un des principaux avantages de ce critère est que son enveloppe est une relation linéaire entre  $\tau$  et  $\sigma_n$ . Cependant, lorsque les valeurs de la contrainte normale sont plus élevées, il devient moins précis pour les matériaux rocheux et surestime la contrainte de cisaillement à la rupture.

### 2.1.2.2 Critère Hoek & Brown

Ce critère constitue une relation empirique qui permet de décrire l'augmentation non linéaire de la résistance maximale de la roche isotrope en fonction de l'augmentation de la contrainte de confinement (Hoek et Brown, 1980). Il permet non seulement la description du comportement de la roche intacte, mais aussi celui des massifs rocheux fracturés. Sa forme non linéaire et parabolique le distingue du critère de rupture linéaire de Mohr-Coulomb. Comme dans ce dernier, ce critère considère que l'effet de la contrainte intermédiaire est négligeable sur la rupture du matériau.

Dans le plan des contraintes principales, il s'exprime comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{mC_0\sigma_3 + sC_0^2} \quad (2.10)$$

Dans sa forme généralisée, il s'écrit comme suit :

$$\frac{\sigma_1}{C_0} = \frac{\sigma_3}{C_0} + \left[ \frac{m\sigma_3}{C_0} + s \right]^a \quad (2.11)$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement, les contraintes principales majeure et mineure;  $C_0$  est la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;  $a$ ,  $s$  et  $m$  sont des paramètres constants tels que:  $a$  est égal à 0,5;  $s$  varie de 0 à 1 (0 pour les roches complètement fracturées et 1 pour celles intactes) et  $m$  pouvant varier de 7 pour les marbres ou autres roches carbonatées à 25 pour le granite et autres roches ignées et métamorphiques (Hoek et Brown, 1980).

La Figure 2.5 (a) montre l'exemple d'une courbe d'enveloppe du critère Hoek & Brown dans le plan des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_3$ ). Dans cette courbe, on remarque les trois points correspondants aux essais de traction uniaxiale, de compression uniaxiale et un de compression triaxiale. L'enveloppe du critère Hoek-Brown est représentée dans l'espace ( $\tau ; \sigma$ ) à la Figure 2.5 (b) avec celle du critère de Mohr-Coulomb. L'enveloppe du critère de Mohr-Coulomb est une droite qui approche bien la forme parabolique du critère Hoek-Brown autour des points de tangence avec les cercles de Mohr. Par contre, au-delà de ces points, le critère de Mohr-Coulomb

surestime systématiquement la contrainte tangentielle critique pour une valeur de la contrainte normale donnée.

Les Figures 2.6 (a) et (b) illustrent respectivement la variation du modèle en fonction des paramètres  $m$  et  $s$ . L'influence de ces derniers sur la courbe enveloppe Hoek & Brown est très similaire à celle de l'angle de frottement interne ( $\phi_0$ ) et la cohésion ( $C$ ) sur le critère de Mohr-Coulomb.

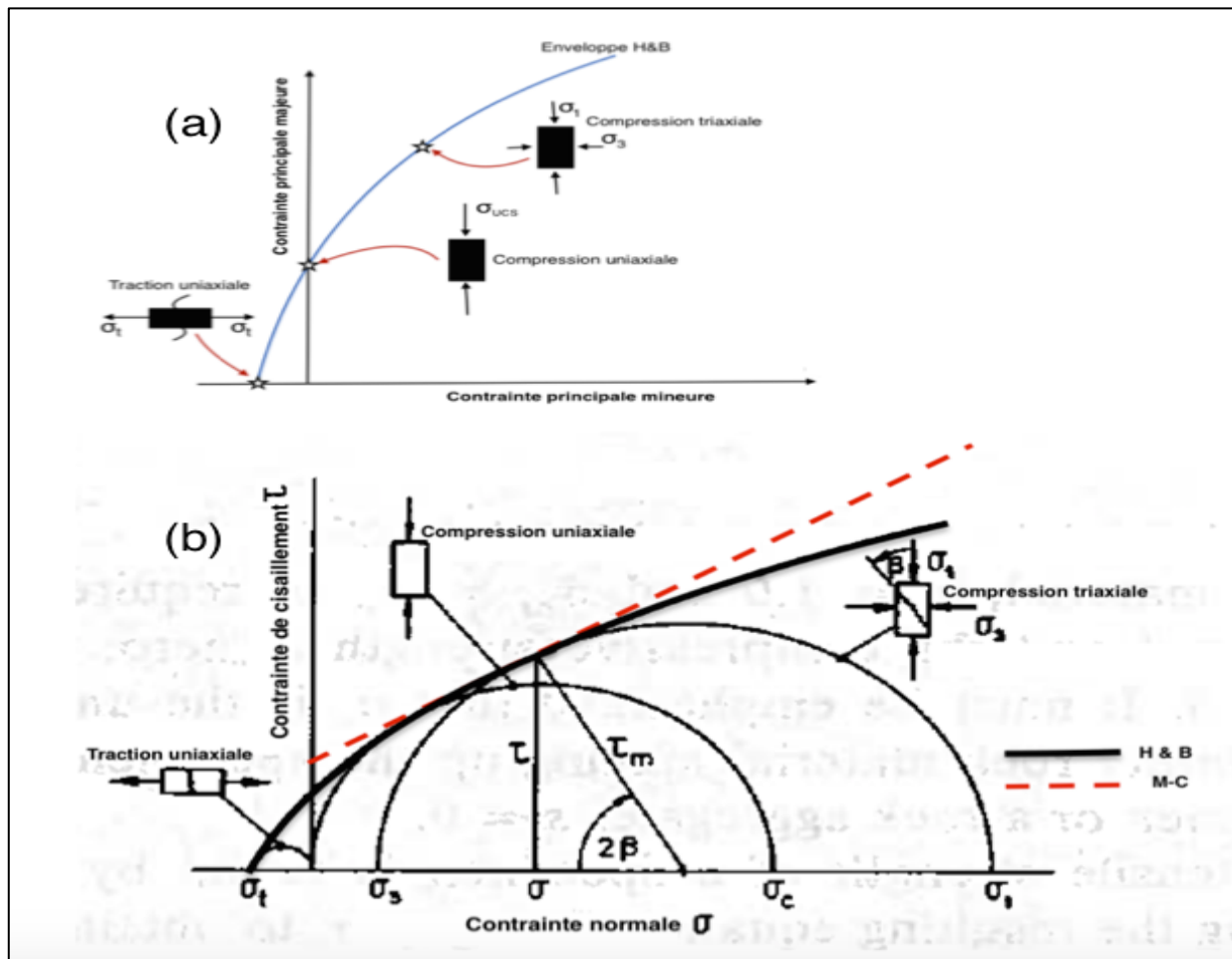


Figure 2.5 : (a) Critère de rupture Hoek-Brown; (b) Critères Hoek-Brown et Mohr-Coulomb (adapté de Hoek et Brown, 1980)

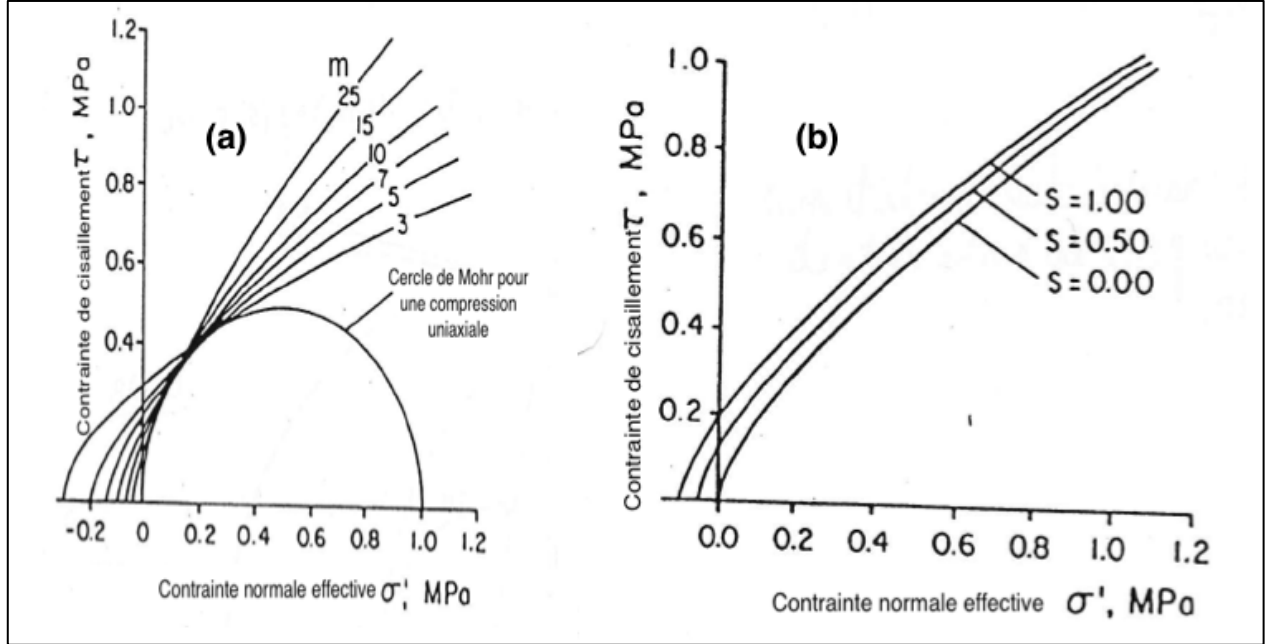


Figure 2.6 : Influence des paramètres  $m$  et  $s$  sur la courbe enveloppe du critère de Hoek-Brown présenté dans l'espace de Mohr (tiré de Hoek et Brown, 1980)

### 2.1.2.3 Critère MSDP<sub>u</sub>

Le critère MSDP<sub>u</sub> (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager Unifié) est un critère de rupture multiaxial qui permet de déterminer la surface de résistance ultime des matériaux dans l'espace tridimensionnel. Il est basé sur l'observation des mécanismes d'endommagement et de rupture des matériaux à différents états de contrainte, pouvant varier de la compression à la traction uniaxiale (Aubertin et Simon, 1996, 1997, 1998; Aubertin et al., 1999). Son efficacité à représenter les conditions de rupture a été vérifiée avec succès pour plusieurs sortes de matériaux tels que les roches dures peu poreuses, les roches tendres, les bétons, la fonte et le plâtre (Aubertin et al., 1999). Ce modèle peut aussi tenir compte des effets du temps et d'échelle (Aubertin et al., 2000).

L'expression du critère MSDP<sub>u</sub> dans l'espace usuel des invariants de contrainte est définie de la manière suivante (Aubertin et al., 2000):

$$\sqrt{J_2} - F_0 F_\pi = 0 \quad (2.12)$$

Où  $F_0$  décrit la forme de la surface de rupture dans le plan  $\sqrt{J_2} - I_1$  ( $I_1$  est le premier invariant du tenseur de contraintes  $\sigma_{ij}$ ;  $J_2$  est le second invariant du tenseur de contraintes déviatoriques  $S_{ij}$ ) et  $F_\pi$  représente le critère dans le plan des contraintes octaédriques (plan  $\pi$ ).

Les fonctions  $F_0$  et  $F_\pi$  sont définies par les équations (Aubertin et al., 2000):

$$F_0 = [\alpha^2(I_1^2 - 2a_1I_1) + a_2^2]^{1/2} \quad (2.13)$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1-b^2)\sin^2(45^\circ - 1.5\theta)]^{1/2}} \quad (2.14)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (2.15)$$

$$a_1 = \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left( \frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) \quad (2.16)$$

$$a_2 = \left\{ \left( \frac{\sigma_c + (\sigma_t/b^2)}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} \quad (2.17)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[ \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right] \quad (2.18)$$

$$(-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ)$$

Dans ces équations,  $\alpha$  représente la pente de la portion linéaire du critère dans le plan  $\sqrt{J_2} - I_1$ . Ce paramètre est fonction de l'angle de friction  $\phi$  du matériau ( $\phi \cong \phi_r$  ou  $\phi_b$ , les angles de friction résiduelle ou de base). Les autres paramètres  $a_1$  et  $a_2$  dépendent de la résistance en compression uniaxiale  $\sigma_c$ , de la résistance en tension  $\sigma_t$  (en valeur absolue) et de  $b$  qui est le rapport entre la résistance en compression triaxiale conventionnelle (CTC) et la résistance en extension triaxiale réduite (RTE); sa valeur est comprise entre 0.7 et 1, mais dans la majorité des cas il est souvent de l'ordre de 0.75 pour les roches de faible porosité. Et  $\theta$  représente l'angle de Lode.

La Figure 2.7 illustre les courbes du critère  $MSDP_u$  pour les roches intactes et isotropes : a) dans le plan  $\sqrt{J_2} - I_1$ , CTC : compression triaxiale conventionnelle ( $\theta = 30^\circ$ ), RTE : extension triaxiale ( $\theta = -30^\circ$ ) et b) dans le plan octaédrique (plan  $\pi$ ). Ici, nous remarquons le rapprochement de la courbe CTC de celle du critère Drucker-Prager pour les valeurs de  $I_1$  élevées (avec la pente  $\alpha$ ). Alors que pour les valeurs  $I_1$  faibles, les deux courbes CTC et RTE se rapprochent du critère Mises-Schleicher (Aubertin et al., 1999).

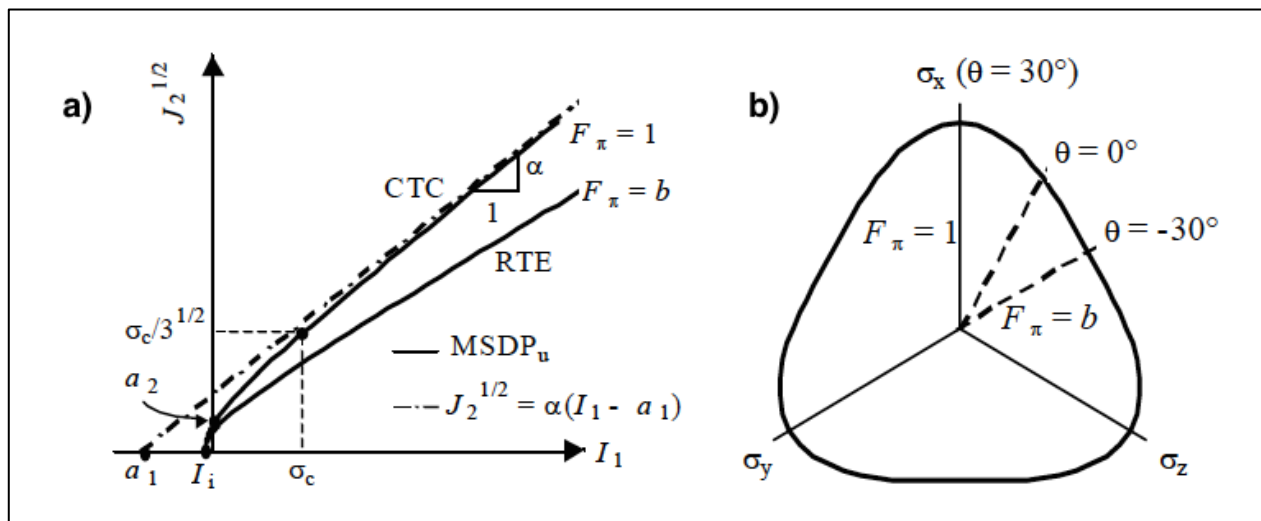


Figure 2.7 : Courbes du critère  $MSDP_u$  pour les roches intactes: a) dans le plan  $\sqrt{J_2} - I_1$  et b) dans le plan  $\pi$  (d'après Aubertin et al., 1999).

Dans le but de tenir compte de l'effet de l'endommagement du milieu isotrope, la formulation du critère a été modifiée (la fonction  $F_0$ ), un paramètre de continuité ( $\Gamma$ ) a été introduit. Ce paramètre de continuité est considéré comme une équivalence au paramètre d'endommagement défini dans la mécanique d'endommagement, introduit à l'origine par la théorie de Kachanov-Rabotnov (Lemaitre, 1992; Krajcinovic, 1996).

La formulation modifiée s'écrit (Aubertin et al., 2002) :

$$F_0 = [\alpha^2(I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a'_3 \langle I_1 - I_c \rangle]^{1/2} \quad (2.19)$$

Avec :



$$\tilde{a}_1 = \Gamma a_1 = \left( \frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left( \frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t/b)^2}{6\alpha^2(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \quad (2.20)$$

$$\tilde{a}_2 = \Gamma a_2 = \left\{ \left( \frac{\tilde{\sigma}_c - (\tilde{\sigma}_t/b^2)}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \quad (2.21)$$

$$a'_3 = (1 - \Gamma)a_3 \quad (2.22)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \quad (2.23)$$

$$\tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \quad (2.24)$$

Dans ces équations,  $\tilde{a}_1$ ,  $\tilde{a}_2$ ,  $\tilde{\sigma}_c$  et  $\tilde{\sigma}_t$  reflètent l'état d'endommagement du milieu considéré isotrope en faisant intervenir le paramètre de continuité ( $\Gamma$ ). Ce dernier varie de 1 (pour la roche intacte dense) à 0 (matériau très fissuré, sans cohésion).

Pour tenir compte des matériaux poreux qui présentent les déformations non élastiques importantes ou encore ceux peuvent se fracturer lorsqu'ils sont soumis à de fortes contraintes hydrostatiques de compression, un nouveau terme a été ajouté à droite dans l'équation de  $F_0$ . Celui-ci permet de refermer la surface de rupture sur le côté positif de  $I_1$  dans le cas où la contrainte hydrostatique de compression excède la valeur de la résistance  $I_c$  qui représente une valeur critique pour amorcer l'écrasement du milieu sur lui-même.

Les Figures 2.8a et 2.8b présentent respectivement l'influence du paramètre de continuité ( $\Gamma$ ) sur la courbe du critère  $MSDP_u$  pour les matériaux de faible et de grande porosité.

Il est à noter que ce critère de rupture peut aussi être utilisé pour définir le seuil d'initiation d'endommagement (Aubertin et Simon, 1997). Si la roche intacte est isotrope, ce seuil représente la résistance à long terme de la roche (Martin et Chandler, 1994). Dans cette application, les paramètres de la résistance en compression ultime et en tension ultime correspondante à la rupture à court terme sont remplacés dans le critère  $MSDP_u$  par des propriétés associées au seuil d'initiation d'endommagement (DIT)<sup>3</sup> mesurées à partir de la courbe contrainte axiale-

---

<sup>3</sup> DIT : Damage initiation threshold stress

déformation volumique ou encore contrainte axiale-rigidité volumique moyenne tel que présenté dans la section 2.1.1 du présent chapitre.

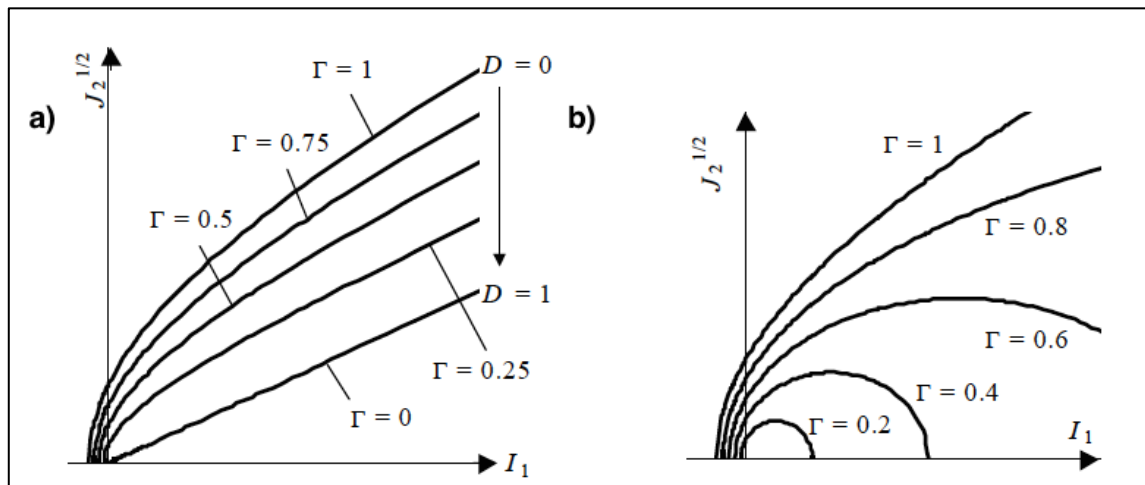


Figure 2.8 : Influence du paramètre ( $\Gamma$ ) sur le critère MSDPu pour: a) les matériaux de faible porosité et b) matériaux de grande porosité (tiré de Aubertin et al., 2000).

## 2.2 Mesures des contraintes

La mesure directe des contraintes est impossible à cause de leur nature théorique. Elles peuvent seulement être déduites dans un corps solide de façon indirecte (Leeman, 1959). Les contraintes ne sont pas de quantités physiques observables dans la nature, la notion des contraintes dans les massifs rocheux est immatérielle. Cependant, leur présence ou variation dans un milieu provoque des phénomènes physiques détectables : changements de propriétés électriques, mécaniques ou optiques, des changements de forme ou de volume (Corthésy, 1989).

Il existe plusieurs types des contraintes dans les massifs rocheux, mais elles peuvent être regroupées en deux catégories principales : les contraintes naturelles et les contraintes induites.

Les contraintes naturelles sont celles dont l'origine est naturelle, elles sont principalement dues à la gravité, aux forces tectoniques, etc. Tandis que les contraintes induites sont celles présentes dans la zone d'influence d'une excavation, elles sont causées par la perturbation des contraintes naturelles due généralement à une excavation (Hyett et al., 1986; Corthésy, 1989). Un aperçu de différents types de contraintes qui existent est présenté à la Figure 2.9.

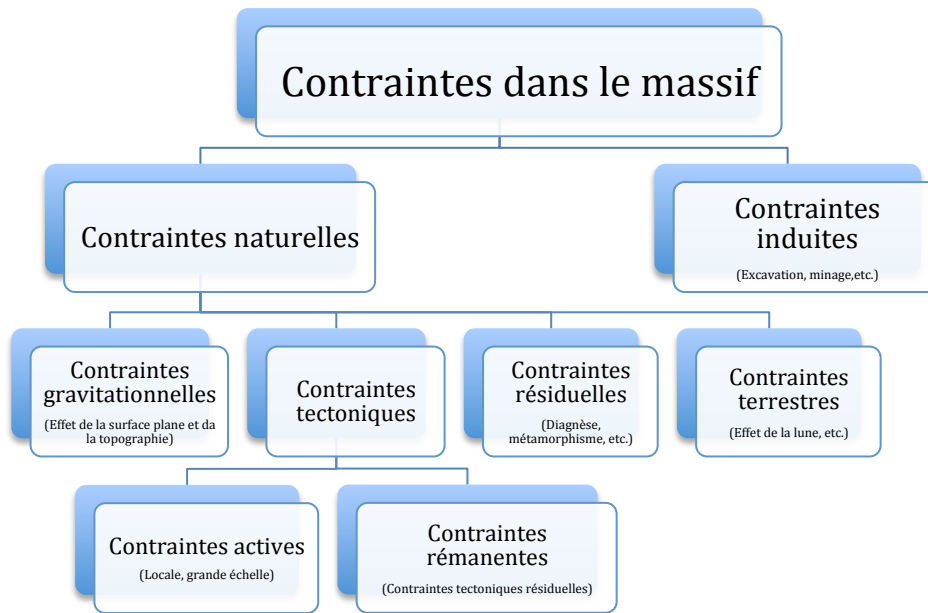


Figure 2.9 : Types de contraintes (adapté de Amadei et Stephansson, 1997)

### 2.2.1 Types de techniques de mesures de contraintes

Afin d'observer et de quantifier les phénomènes physiques entraînés par la variation des contraintes présentes dans le massif rocheux tel qu'énuméré plus haut, plusieurs techniques et modèles d'interprétation ont été développés afin de relier l'ampleur de ces derniers, aux contraintes en place dans le massif.

Il existe deux principaux types des méthodes de mesure des contraintes : les méthodes de mesure directes et les méthodes de mesure indirectes (Ljunggren et al., 2003).

Les méthodes directes sont celles qui perturbent les conditions initiales en place de la roche en provoquant des déformations, l'ouverture des fissures, etc. Ces méthodes sont les plus utilisées dans l'industrie.

Les méthodes indirectes sont basées sur l'observation du comportement de la roche sans qu'elle soit significativement perturbée ou influencée par la mesure.

## 2.2.2 Méthodes directes

Il existe un très grand nombre de techniques de mesure de contraintes en place utilisant le type des méthodes directes dans l'industrie. Gill (1980) a proposé de les regrouper selon un critère de classement basé sur le principe mis à profit par chacune d'entre elles, soit le principe du rétablissement, de la récupération et de la fracturation (Leite et al., 2010). Le tableau suivant présente les principales méthodes directes de mesure de contraintes selon le principe utilisé.

Tableau 2-2 : Méthodes de mesure de contraintes en place selon le principe utilisé

(adapté de Leite et al., 2010)

Principe	Méthode
Rétablissement	Vérin plat conventionnel
	Small Flat Jack (SFJ)
Fracturation	Fracturation hydraulique
	Fracturation dilatométrique
Récupération	Mesures des variations de diamètre des forages (Cellule du USBM, japonaise, de Liège, de CERCHAR)
	Mesures de déformations à la paroi des forages (Broches, Borehole Slotter, Cellule CISR, CISRO, SSPB, LUH)
	Mesures de déformations en fond de trou (Doorstopper, Cellule CEJM, Cellule hémisphérique)

### 2.2.2.1 Principe du rétablissement

Le principe du rétablissement consiste à relâcher une contrainte principale par saignée et les déplacements ainsi produits sont mesurés à l'aide de repères (plots). Pour cela, un vérin plat est utilisé pour appliquer une pression à l'intérieur de la saignée jusqu'à ce que les repères reprennent leur position initiale. La pression ainsi appliquée est considérée comme étant égale à la contrainte relâchée. La technique du vérin plat conventionnel et *the Small Flat Jack (SFJ)* sont les deux principales méthodes basées sur ce principe. La Figure 2.10 illustre les différentes étapes de ce principe.

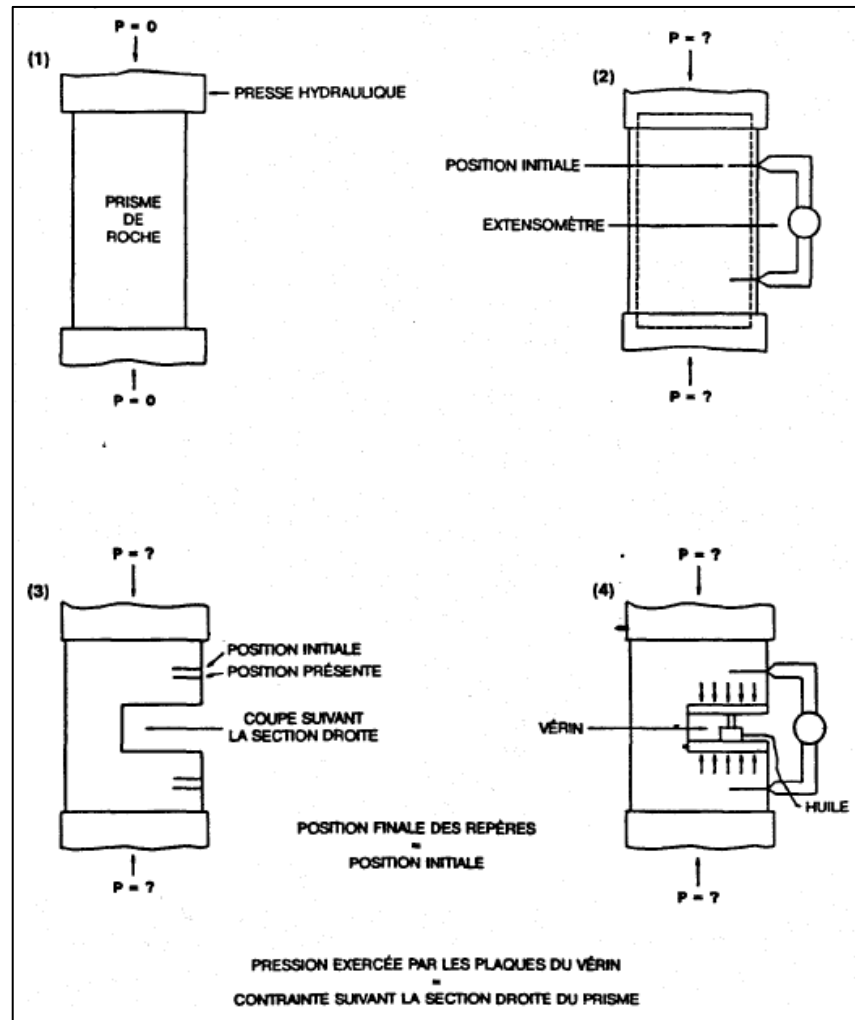


Figure 2.10 : Principe de rétablissement (tiré de Leite et al., 2010)

La technique du vérin plat constitue l'une des premières techniques de mesure des contraintes dans la masse rocheuse (Mayer et al., 1951). Elle a été très populaire au milieu des années 1950's (Amadei et Stephansson, 1997). Elle consiste à placer au moins deux repères sur la face de la roche suivant l'orientation du plan principal suivant lequel la contrainte doit être mesurée. Par la suite, une niche est excavée entre les deux repères et un vérin plat y est placé afin de les ramener à leur position initiale.

Quelques améliorations ont été apportées par Rocha et al. (1966). Ce dernier a suggéré l'utilisation d'une scie diamantée de mêmes dimensions que les vérins plats pour effectuer la

saignée. Cette version de la technique du vérin plat améliorée a été nommée par la suite la technique du *Small Flat Jack (SFJ)*.

Le principal avantage de cette technique est que l'essai s'interprète sans la connaissance des paramètres de déformabilité de la roche. Quelques un de ses nombreux inconvénients sont : elle n'est efficace que pour les mesures proches de la surface terrestre; son interprétation nécessite la connaissance de l'orientation principale de la contrainte mesurée; elle nécessite des situations où le cisaillement est négligeable ou absent (Bernede, 1974).

La Figure 2.11 montre une représentation schématique de cette méthode.

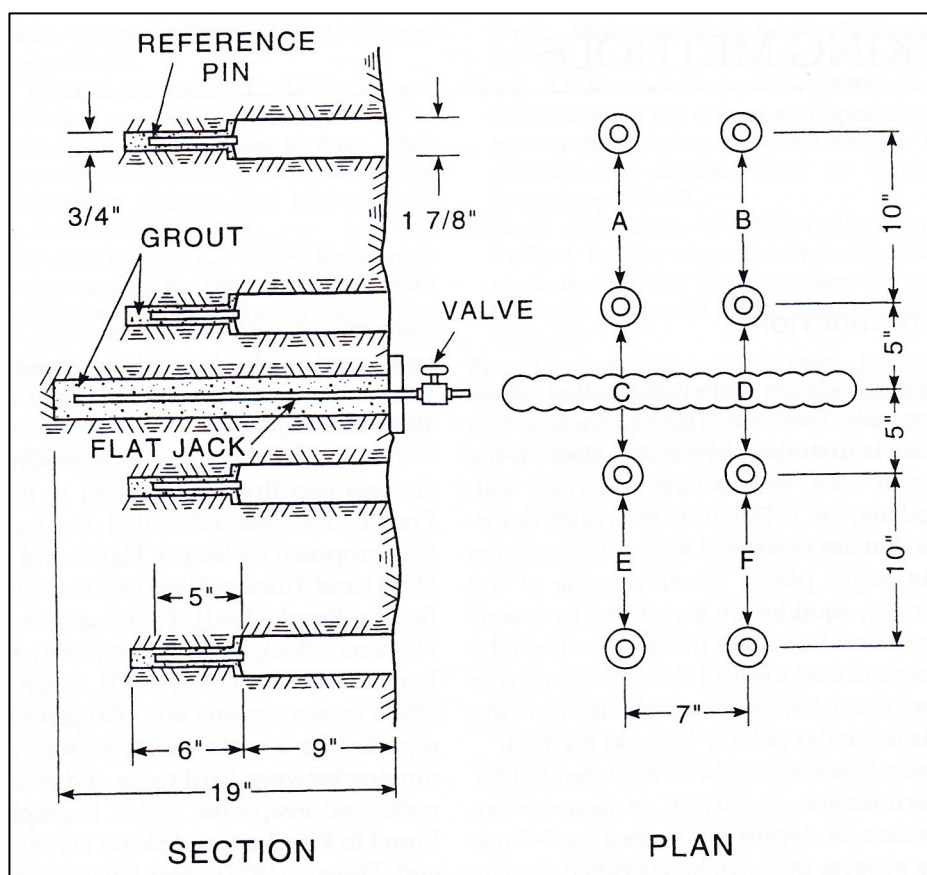


Figure 2.11 : Représentation schématique de l'installation de la méthode Vérin plat (d'après Merrill et al., 1964; tiré de Amadei et Stephansson, 1997).

### 2.2.2.2 Principe de fracturation

Le principe de fracturation consiste à « amener une portion du massif rocheux à la rupture et à retrouver, connaissant le critère de rupture, la ou les contraintes qui ont entraîné cette rupture » (Leite et al., 2010). Les deux principales techniques basées sur ce principe sont la fracturation hydraulique classique et la technique HTPF (Hydraulic tests on pre-existing fractures) (Cornet et Valette, 1984; Cornet, 1988). Les deux méthodes utilisent les mêmes équipements pour produire un fluide à haute pression nécessaire pour former de nouvelles fractures (fracturation hydraulique) ou d'ouvrir les fractures existantes (HTPF). Ce principe est illustré à la figure 2.12.

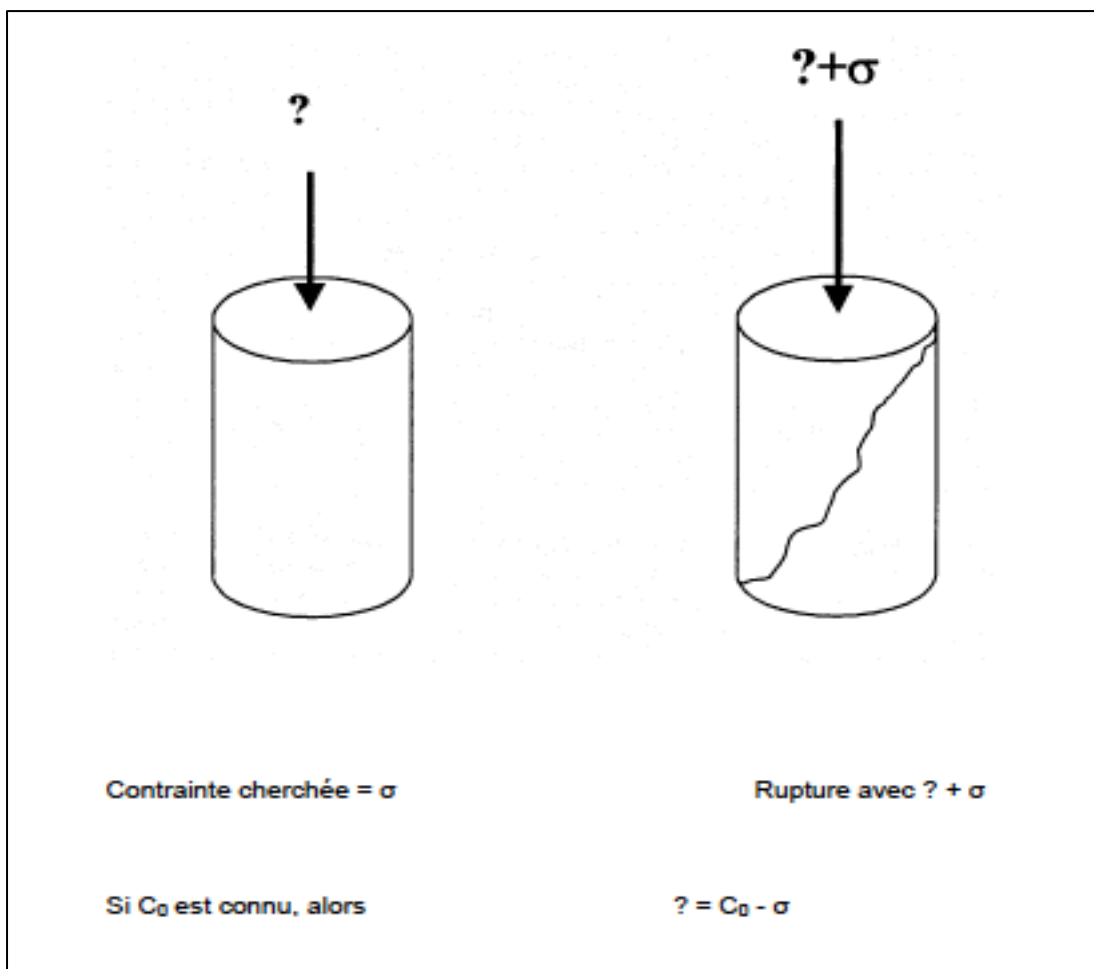


Figure 2.12 : Principe de fracturation (tiré de Leite et al., 2010)

La fracturation hydraulique consiste à injecter un fluide sous pression dans une section du trou de forage entre deux obturateurs (packers). La pression du fluide est augmentée jusqu'à la formation d'une fracture suivant une orientation parallèle à celle de la contrainte principale majeure dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou de forage (la direction offrant moins de résistances).

Dans le même plan, si le matériau est considéré élastique et linéaire, les contraintes principales (majeure et mineure) peuvent être déterminées en fonction de la pression appliquée au moment où la fracture s'est produite, la pression de fermeture qui est celle requise pour maintenir l'ouverture de la fracture après la rupture et la résistance en tension de la roche à l'échelle de l'essai.

Dans le cas d'un trou vertical foré un matériau élastique linéaire, nous aurons à la rupture (ASTM, 1988) :

$$3\sigma_h - \sigma_H + T_0 - P_b - P_0 = 0 \quad (2.25)$$

$$\sigma_h = P_f \quad (2.26)$$

Où  $P_0$  est la pression des pores;  $P_b$  la pression appliquée au moment où la fracture s'est produite;  $P_f$  la pression de fermeture, celle requise pour maintenir l'ouverture de la fracture;  $\sigma_H$  la contrainte horizontale maximale;  $\sigma_h$  la contrainte horizontale minimale et  $T_0$  la résistance en tension de la roche à l'échelle locale.

Cette méthode peut être réalisée en grande profondeur avec succès et n'exige pas la connaissance des paramètres mécaniques de déformabilité pour interpréter les résultats. Elle implique un grand volume des roches, ce qui est favorable pour déterminer les contraintes à une plus grande échelle.

Dans le cas où les mesures sont faites dans les roches poreuses ou perméables, l'interprétation doit être modifiée afin de tenir compte des pressions interstitielles qui peuvent se développer dans le massif, en faisant intervenir le concept de contraintes effectives de Therzagi (Haimson, 1978; Corthésy et Leite, 2011).



La fracturation hydraulique présente aussi quelques limitations (Ljunggren et al., 2003) :

- Elle exige des sections de forage sans présence des fractures d'au moins quelques mètres de longueur afin d'éviter l'interaction entre les fractures induites et celles préexistantes;
- Son application peut être difficile en présence d'un haut niveau de contraintes (phénomènes de discage);
- Elle est aussi affectée par la présence des caractéristiques géologiques telles que les plans de foliation qui peuvent agir comme des plans de faiblesse et ainsi contrôler la direction de la fracture induite.

La méthode HTPF (Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures) a été présentée pour la première fois par Cornet et Valette (1984). Elle consiste à la réouverture d'une fracture existante (joint) dans la paroi du trou pour ainsi déterminer la contrainte normale à la fracture.

Elle ne repose que sur quatre paramètres qui sont : la profondeur du test; la pression de fermeture, équivalente à la contrainte normale au joint (shut-in pressure); la direction et le pendage de la fracture testée.

Cette méthode n'exige pas la connaissance de la résistance en tension de la roche et les effets de la pression des pores, des plans de foliation ou du phénomène de discage n'influencent pas son interprétation. Néanmoins, elle nécessite que la géométrie des fractures testées soit plane et que leur taille soit de façon à ce que la contrainte normale soit uniforme (Ljunggren et al., 2003).

Les deux méthodes sont illustrées dans la Figure 2.13.

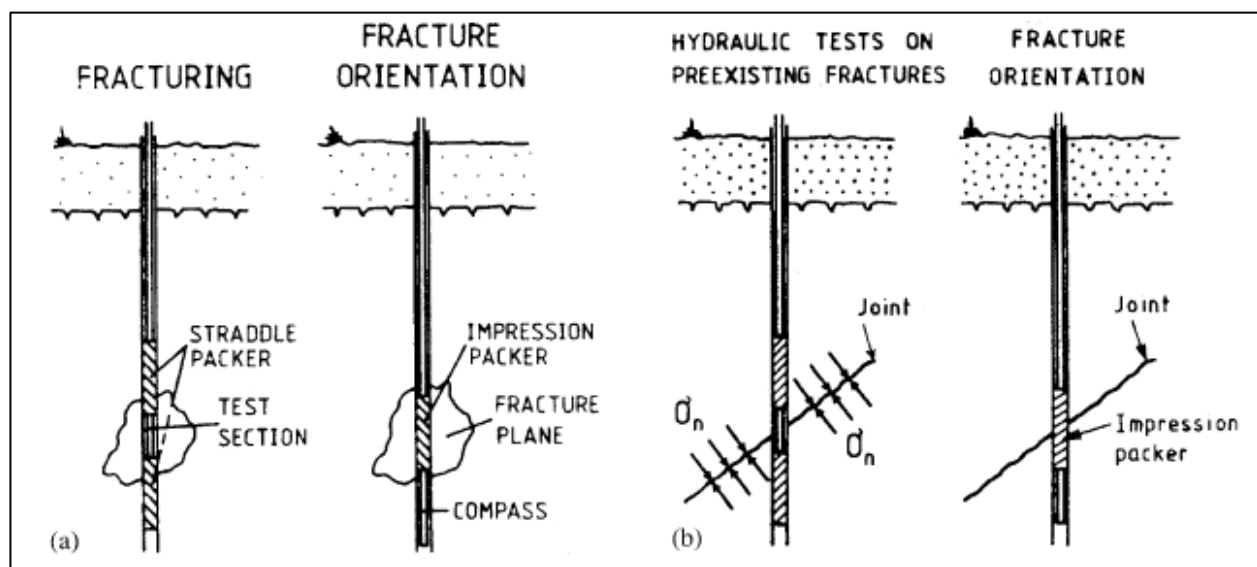


Figure 2.13 : Principe de mesures (a) Fracturation hydraulique et (b) HTPF (tiré de Ljunggren et al., 2003)

### 2.2.2.3 Principe de récupération

Le principe de récupération consiste à soulager une partie de la roche qui est soumise à un champ de contraintes et dont ses paramètres de déformabilités sont connus. Les déformations produites lors du relâchement peuvent être reliées aux contraintes en place à l'aide d'un modèle d'interprétation approprié. Par analogie, ce principe peut être comparé avec un prisme de roche chargé uniaxialement tel qu'illustré à la Figure 2.14.

Un grand nombre de techniques de mesure de contraintes en place se basent sur ce principe, soit en mesurant la variation du diamètre de forage après un surcarottage, soit en mesurant les déformations à la paroi d'un trou de forage lors du soulagement des contraintes, ou encore en utilisant les déformations en fond du trou pendant la saignée<sup>4</sup> (Corthésy et Leite, 2011).

<sup>4</sup> Saignée : Prolongement d'un trou de forage

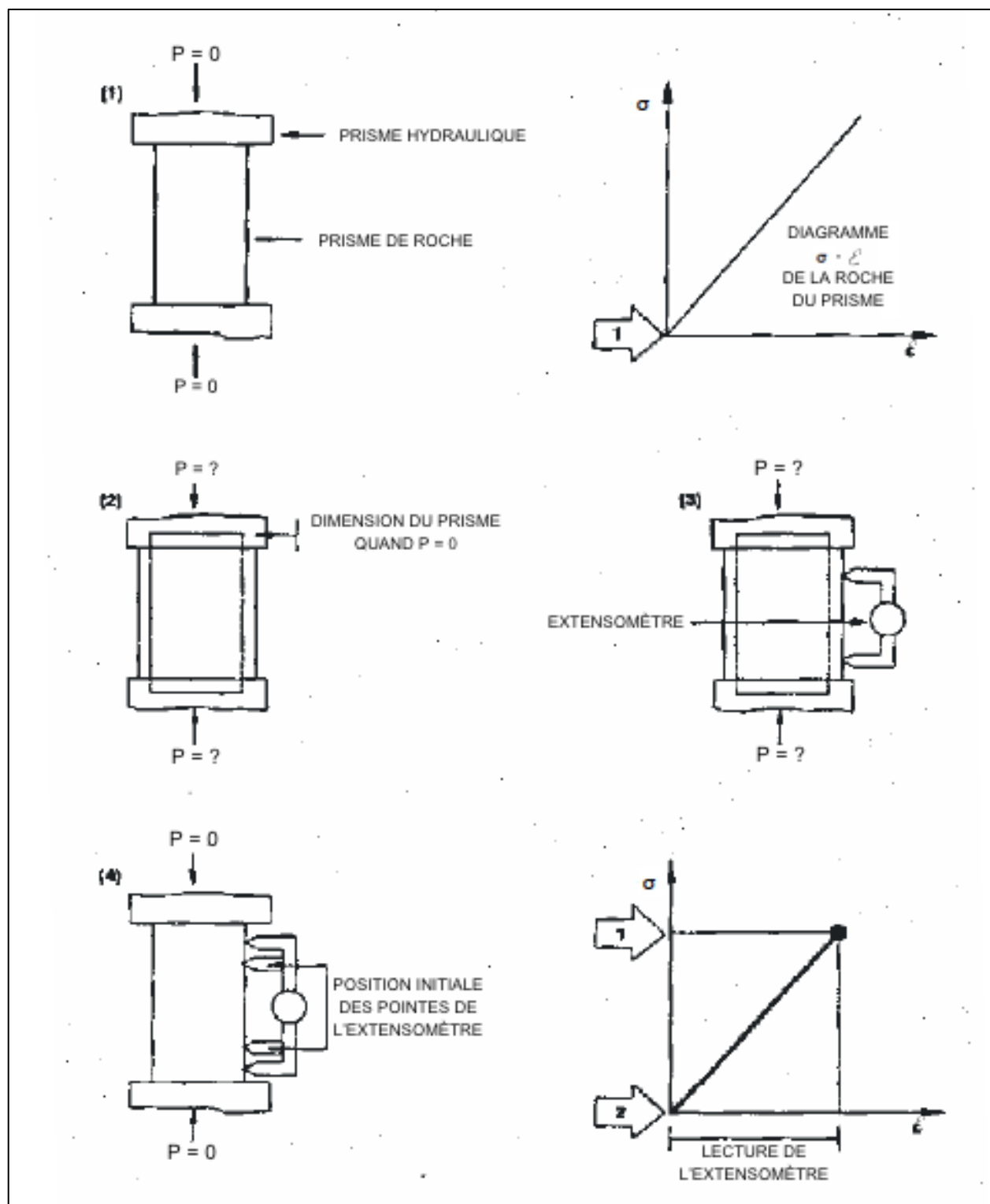


Figure 2.14 : Principe de récupération (tiré de Leite et al., 2010)

La première catégorie (variation des diamètres) comprend: la cellule de l'Université de Liège, la cellule BDG (Borehole Deformation Gauge), la cellule Japonaise, la cellule du CERCHAR (Centre de Recherches des Charbonnages) et la cellule du USBM (U.S. Bureau of Mines) qui est la plus connue. La Figure 2.15 montre un schéma de la cellule du USBM.

Tous ces instruments sont munis de palpeurs (un ou plusieurs selon le modèle) qui permettent de mesurer la variation de diamètre du trou pendant la mesure. Certains ne permettent la lecture qu'avant et après le surcarottage et d'autres en continu pendant le surcarottage. Ils peuvent tous être utilisés dans un trou humide ou inondé, car ils ne nécessitent pas de collage. En plus, ils sont réutilisables.

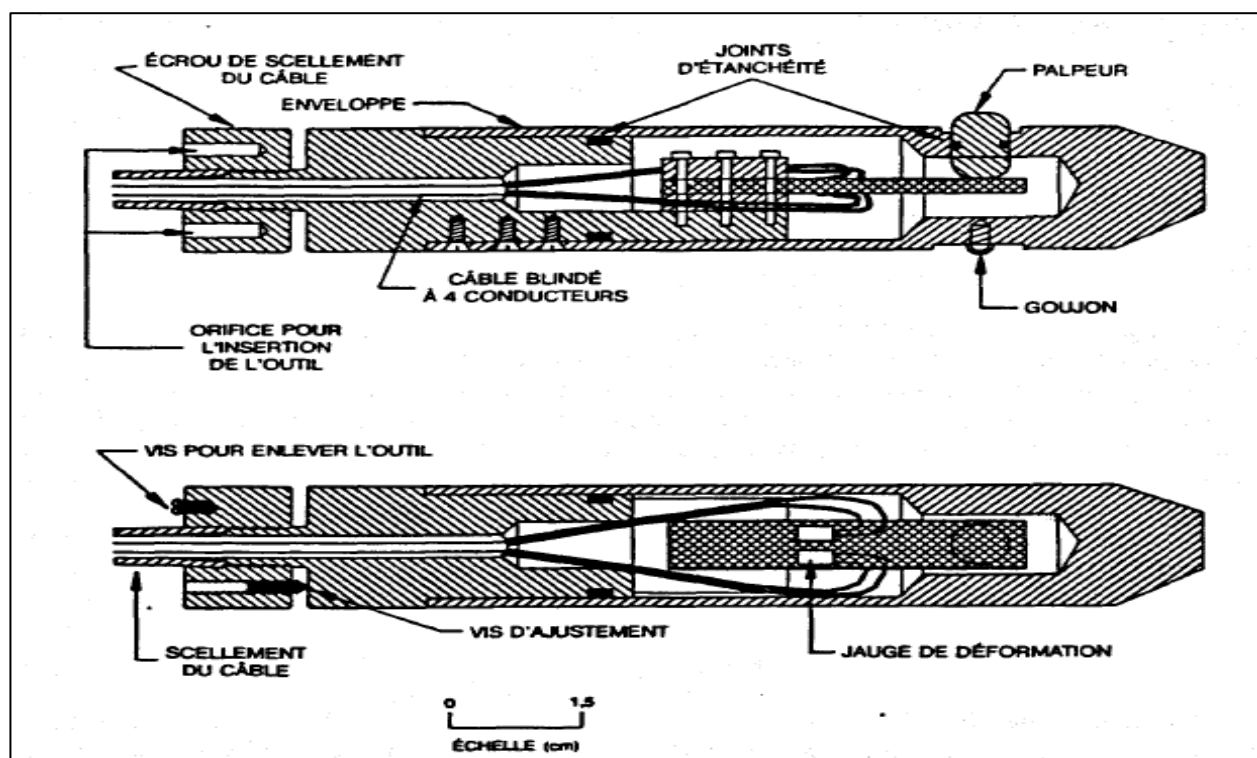


Figure 2.15 : Schéma de la cellule du USBM (tiré de Leite et al., 2010 )

Les paramètres de déformabilité de la roche requis pour calculer les contraintes avec les résultats de mesures peuvent être obtenus par la recharge des cylindres de roche récupérés.

Parmi les principaux désavantages associés à cette technique, il y a la possibilité d'instabilité de la cellule causée par le déplacement de ses capteurs qui peut être produit par les vibrations provoquées par la foreuse, étant donné que la cellule est fixée mécaniquement dans le trou de forage. En présence de roche tendre ou poreuse, le poinçonnement des parois du trou de forage peut aussi causer l'instabilité des capteurs de déplacements. De plus, pour obtenir le tenseur de contrainte en trois dimensions, il faut effectuer trois mesures dans trois sondages orientés différemment (non parallèles).

La deuxième catégorie (déformation à la paroi de trou de forage) regroupe la cellule de Leeman ou CSIR (Council for Scientific and industrial Research), la cellule CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation), la cellule du SSPB (Swedish State Power Board) et la cellule LUH (Cellule de l'Université de Technologie Lulea).

La majorité des sondes que regroupe cette catégorie possèdent des rosettes comportant des jauges de mesure des déformations qui se collent à la paroi du trou de forage. Certaines permettent la lecture en continu et d'autres non. Un seul sondage est nécessaire pour la détermination du tenseur de contraintes en trois dimensions.

La cellule de Leeman ou cellule triaxiale CISR est celle la plus utilisée de cette catégorie au Canada. Elle permet de mesurer les déformations à la paroi du trou de forage en trois points distincts. En effet, la cellule possède trois rosettes formant un angle de  $120^\circ$  deux à deux, comportant quatre jauges chacune (extensomètres à fils résistants) (voir la Figure 2.16).

La conduite d'une mesure avec la cellule de Leeman (voir la Figure 2.17) commence par le forage d'un trou de calibre HX et plus (90 mm de diamètre et plus) jusqu'à environ un mètre du point de mesure. Après, le fond de ce trou est aplani à l'aide d'un taillant spécial. Ensuite, on procède à un deuxième forage coaxial d'un trou de calibre EX (38 mm de diamètre) d'un demi-mètre de long au fond du premier trou de calibre HX et un morceau de carotte de calibre EX récupéré du forage coaxial est placé à l'extrémité de la cellule pour la compensation thermique lors de la mesure. Par la suite, à l'aide d'un équipement spécial d'installation, la cellule avec ses rosettes enduites de colle est placée au milieu du trou EX dans lequel un bouchon est placé à la tête juste après, pour empêcher que l'eau du forage (surcarottage) puisse endommager la cellule. Après la prise de la colle, une première lecture des douze jauges est faite. À la fin du surcarottage

ou du prolongement du trou HX, le bouchon est enlevé et une deuxième lecture des douze jauges est faite.

Elle permet d'obtenir le tenseur de contrainte tridimensionnel avec un seul sondage. Il a été démontré que l'orientation de ses jauges et la position de ses rosettes permettent d'élaborer toutes les équations indépendantes nécessaires pour déterminer les six composantes du tenseur de contrainte à mesurer. La première rosette fournie à elle seule, trois équations indépendantes, la deuxième en fournit deux et la troisième fournit la dernière équation indépendante nécessaire. Les lectures obtenues des douze jauges sont toutefois utilisées dans les calculs afin de réduire l'impact des erreurs expérimentales sur les résultats (Corthésy et Leite, 2011).

Afin de permettre le suivi de l'évolution de la récupération des déformations pendant le surcarottage, et d'apprécier la qualité de la mesure effectuée, des modifications ont été apportées à la cellule de Leeman pour lui permettre la lecture des jauges en continu. Ces modifications ont été proposées par Thompson et al., (1986) et Gill et al., (1987).

Les paramètres de déformabilité de la roche (module de Young et le coefficient de Poisson) nécessaires pour le calcul des contraintes à partir des résultats de mesure peuvent être obtenus par une recharge des carottes de roche produites par le surcarottage dans les trous centraux desquelles les cellules de Leeman sont demeurées scellées. L'essai en question peut être réalisé avec la cellule biaxiale (cellule de Hoek) soit sur le terrain juste après la mesure, ou soit en laboratoire.

Hakala et al. (2003) recommandent de réaliser l'essai sur le terrain juste après la mesure afin de minimiser les effets du temps sur le comportement de la roche et de la colle, et aussi l'effet de la variation de la température. Notons que cela permet aussi d'éviter les effets d'hétérogénéité.



Figure 2.16 : Cellule de Leeman (Roctest Itée).

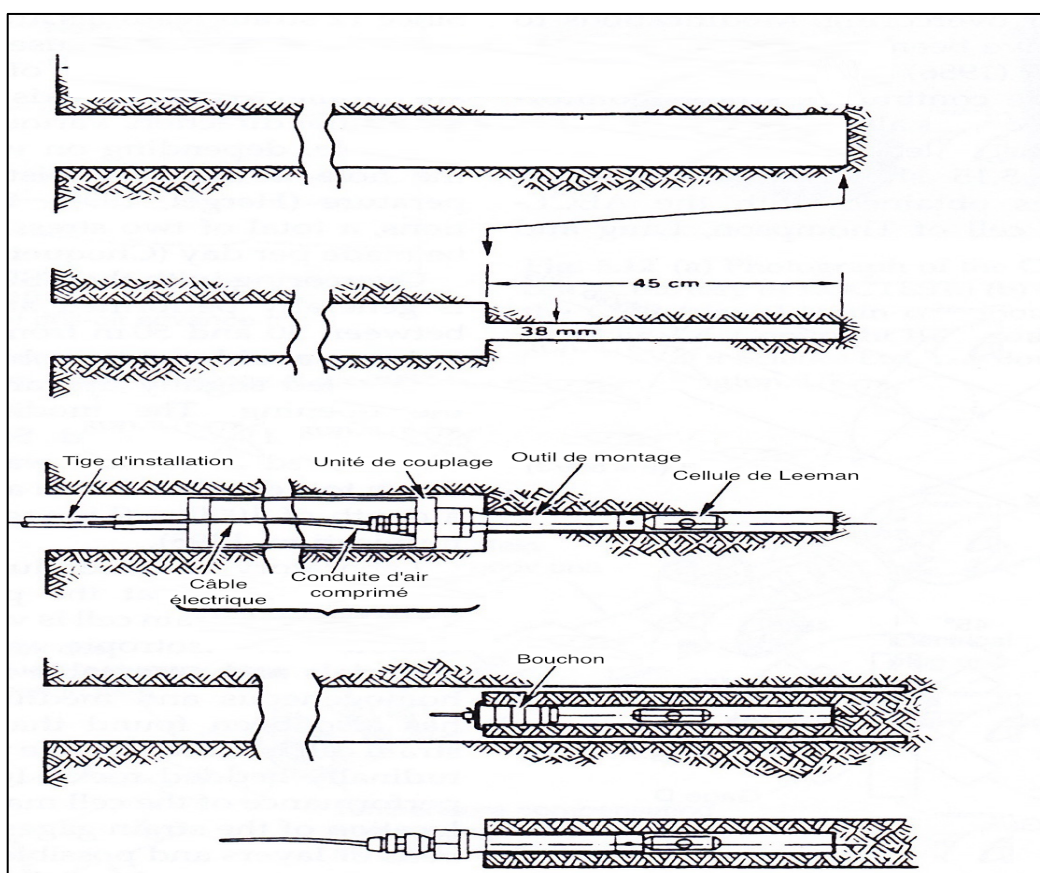


Figure 2.17 : Différentes étapes de mesure avec la cellule de Leeman (tiré de Amadei et Stephansson, 1997)

Dans la dernière catégorie (déformations en fond de trou), les déformations sont récupérées par les jauges qui sont collées au fond trou, après le prolongement du trou d'approche. Les principales cellules qui utilisent cette méthode sont : la cellule hémisphérique et la cellule du doorstopper (conventionnel ou modifié). Cette dernière est la plus connue de cette catégorie.

Proposée par Leeman en 1969, la cellule du doorstopper conventionnel (voir la Figure 2.18) est constituée d'une rosette qui possède quatre jauges de déformations à fils résistants. L'exécution d'une mesure requiert le forage d'un trou d'approche d'environ 70 mm jusqu'à l'endroit désiré, après que le fond du trou soit poli et aplani, la cellule est collée au fond du trou à l'aide d'un train de tige spécial. Une fois la colle prise, une première lecture des déformations est faite, suivie du relâchement des contraintes par la saignée en prolongeant le forage. Une deuxième lecture des déformations est faite à la fin après la saignée. La différence entre les deux lectures constitue les déformations récupérées.

Cette technique nécessite la connaissance des paramètres de déformabilité et des facteurs de concentration de contraintes en fond de trou. Les hypothèses d'élasticité linéaire, d'homogénéité et d'isotropie du massif rocheux doivent être considérées pour l'interprétation des mesures.

Le principal avantage de cette cellule est qu'elle peut être utilisée dans des massifs fracturés ou encore dans des zones à fortes contraintes susceptibles de provoquer le discage grâce à sa courte distance de saignée. Toutes fois, elle ne permet pas la lecture des déformations en continu et il faut avoir des mesures sur trois trous de forage, pour obtenir un état des contraintes tridimensionnel. Ces deux points comptent parmi ses inconvénients.



Figure 2.18 : Cellule du doorstopper conventionnel (tiré de Leite et al., 2010)



Dans le but d'améliorer son efficacité et ses performances, et aussi d'élargir son champ d'action Gill et al. (1987) ont apporté des modifications à la cellule du doorstopper classique pour ainsi donner la cellule du doorstopper modifié (voir la Figure 2.19).

Les principales modifications apportées sont :

- L'installation d'un thermistor ou une jauge de température qui permet la lecture des variations de température dans l'interface cellule-roche, et ainsi permettre la correction sur les mesures de déformation si nécessaire;
- L'ajout d'un anneau de plastique de 3 mm d'épaisseur, qui permet une bonne adhésion de la cellule sur la roche, donc la possibilité de réaliser des mesures dans des trous humides ou inondés (Corthésy et al., 1993b);
- L'ajout d'un système d'acquisition de données en continu M.A.I.<sup>5</sup> (Leite et al., 1996)

Le modèle d'interprétation a été raffiné afin de couvrir une plus vaste gamme de comportements de la roche, notamment l'anisotrope et le comportement non linéaire (Corthésy, 1982), et aussi pour tenir compte de l'hétérogénéité (Corthésy et al., 1993a, b, c, 2003). Pour déterminer les paramètres de déformabilité lorsque le milieu est anisotrope, deux essais sont nécessaires. Dans le premier essai, la carotte de roche récupérée après la saignée est rechargée à l'aide d'une cellule biaxiale ou de Hoek en vue de déterminer la direction de la plus grande déformabilité, soit l'axe perpendiculaire à l'intersection du plan apparent d'isotropie avec le plan du fond du trou. Et un deuxième essai de compression diamétrale est réalisé sur la même carotte, avec application de la charge selon la direction de la plus grande déformabilité, trouvée lors de la compression biaxiale.

Les déformations fournies par ces deux essais permettront de déterminer les paramètres élastiques.

---

<sup>5</sup> M.A.I. : Module d'Acquisition Intelligent

Afin de réduire le nombre de mesures pour l'obtention du tenseur de contrainte 3D, Corthésy et al., (1994) a proposé la méthode RPR (Recovered to Peak Ratio) qui permet de lier les invariants de déformations en fond de trou à la contrainte parallèle à l'axe du forage. Cela permet de réduire de trois à deux le nombre de trous de forage de direction non parallèle, nécessaires à la détermination de l'état des contraintes tridimensionnel.

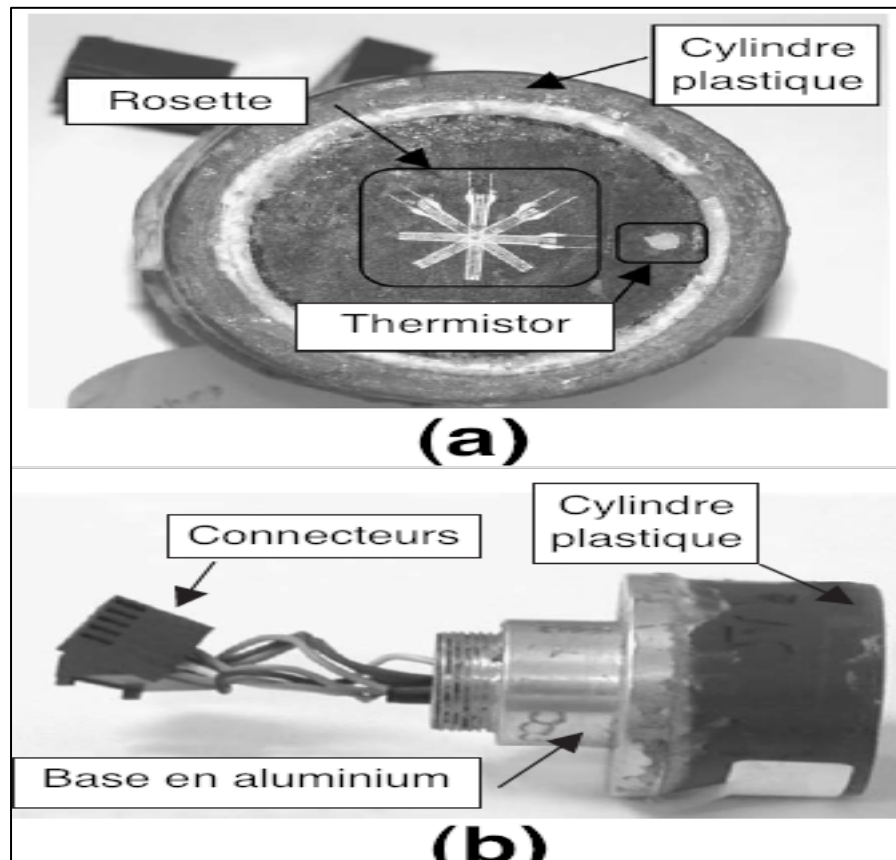


Figure 2.19 : Cellule du doorstopper modifié. (a) vue de face (b) vue de profil (tiré de Corthésy et al., 2003)

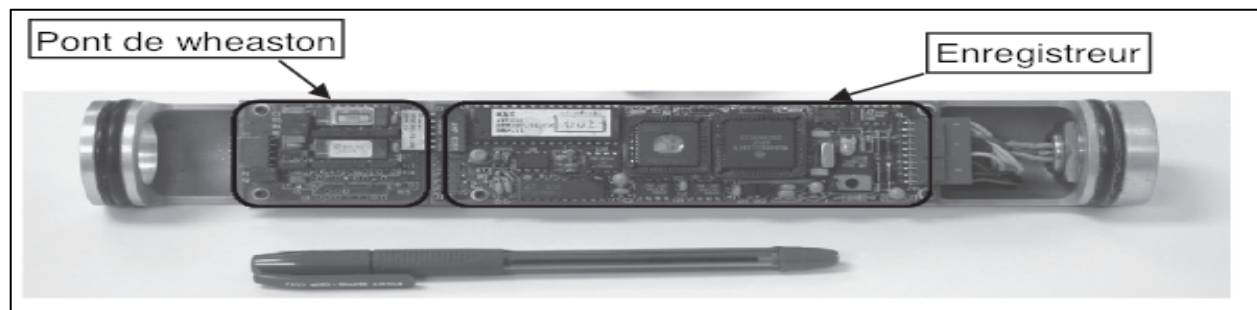


Figure 2.20 : Module d'Acquisition intelligente (M.A.I.) (tiré de Corthésy et al., 2003)

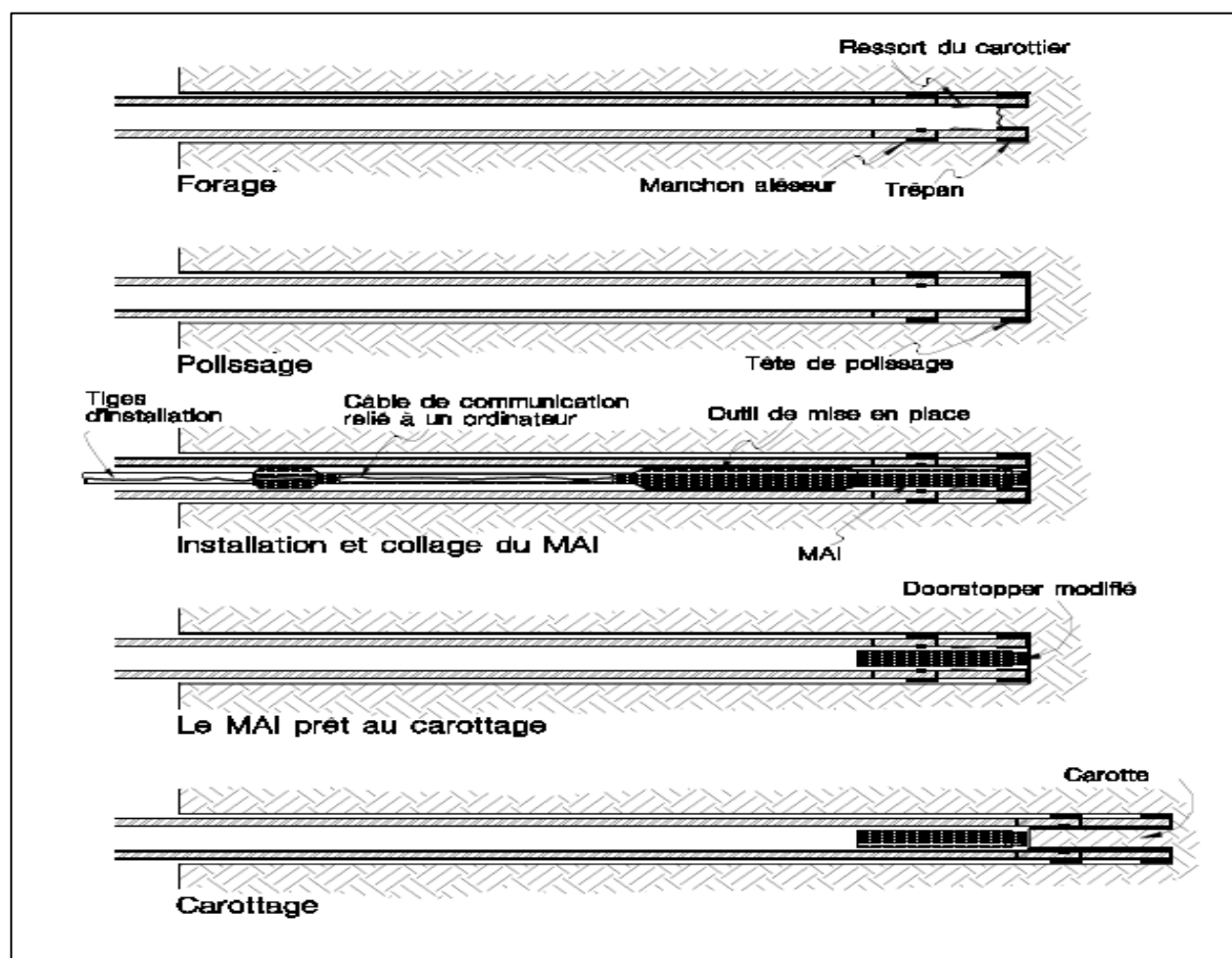


Figure 2.21 : Procédure de mesure avec la cellule du doorstopper modifié (Corthésy et al., 2003)

### 2.2.3 Méthodes indirectes

Les méthodes indirectes sont basées sur l'observation du comportement de la roche sans qu'elle soit significativement perturbée ou influencée par la mesure. Les méthodes suivantes peuvent être classées dans cette catégorie : la méthode acoustique (Effet Kaiser), la technique basée sur le remaniement des carottes de forage (Core-discing) et la technique basée sur l'écaillage des trous de forage (Borehole breakouts).

La méthode acoustique (Effet Kaiser) utilise la capacité de la roche à émettre des émissions acoustiques lorsqu'elle est soumise à une charge. L'effet Kaiser a été découvert pour la première fois dans les métaux par le Dr Joseph Kaiser au début des années 1950's (Kaiser, 1950). Le principe de base est que le matériau émet des émissions acoustiques lorsqu'il est chargé, mais, lorsque le même matériau est rechargé, les émissions acoustiques ne commencent que lorsque la charge dépasse celle appliquée précédemment (Lehtonen et al., 2012). Le point sur la courbe contrainte-déformation où ces émissions acoustiques commencent ou s'intensifient est appelé le point Effet Kaiser (Pollock, 1989).

L'estimation des contraintes in situ avec la méthode acoustique consiste à charger uniaxialement un échantillon de roche récupéré dans le massif rocheux et de mesurer en même temps avec l'activité des émissions acoustiques. Il est à noter que l'axe de chargement de l'échantillon doit avoir la même orientation que la contrainte recherchée. La courbe “ Taux d'émission acoustique cumulative (HITS) - Contrainte appliquée ” est par la suite analysée pour trouver le point d'inflexion (changement de pente) qui correspond au point Effet Kaiser et la charge appliquée en ce point permet de déterminer la contrainte recherchée. Les Figures 2.22 et 2.23 illustrent respectivement l'exemple d'un essai de l'effet Kaiser du granite en laboratoire et un exemple de la courbe (HITS) vs charge appliquée.

Pour obtenir le tenseur de contrainte 3D avec cette technique, il faut tester six échantillons récupérés chacun dans l'orientation de chacune de six composantes du tenseur de contrainte en place. L'illustration des échantillons de différentes orientations pour la mesure est présentée à la Figure 2.24.

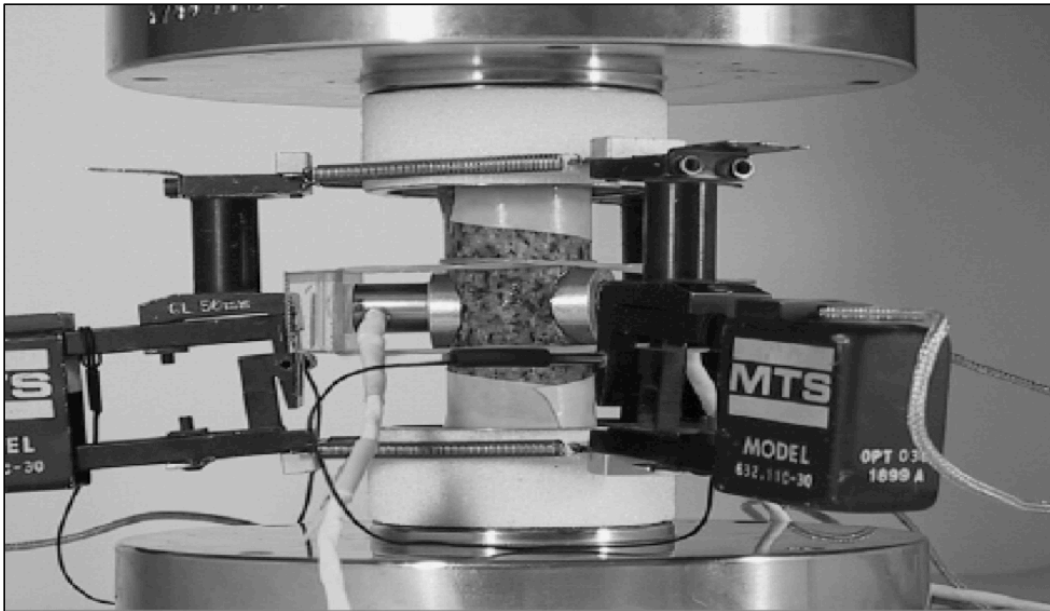


Figure 2.22 : Essai de l'effet Kaiser (tiré de Lehtonen et al., 2012)

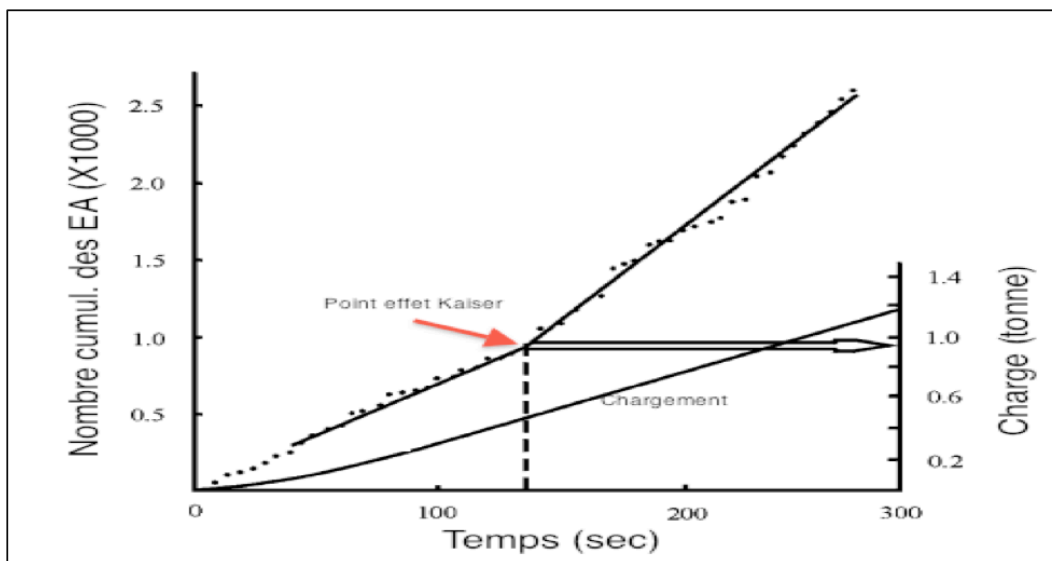


Figure 2.23 : Courbe Émissions acoustiques vs Charge appliquée (adapté de Lehtonen et al., 2102)

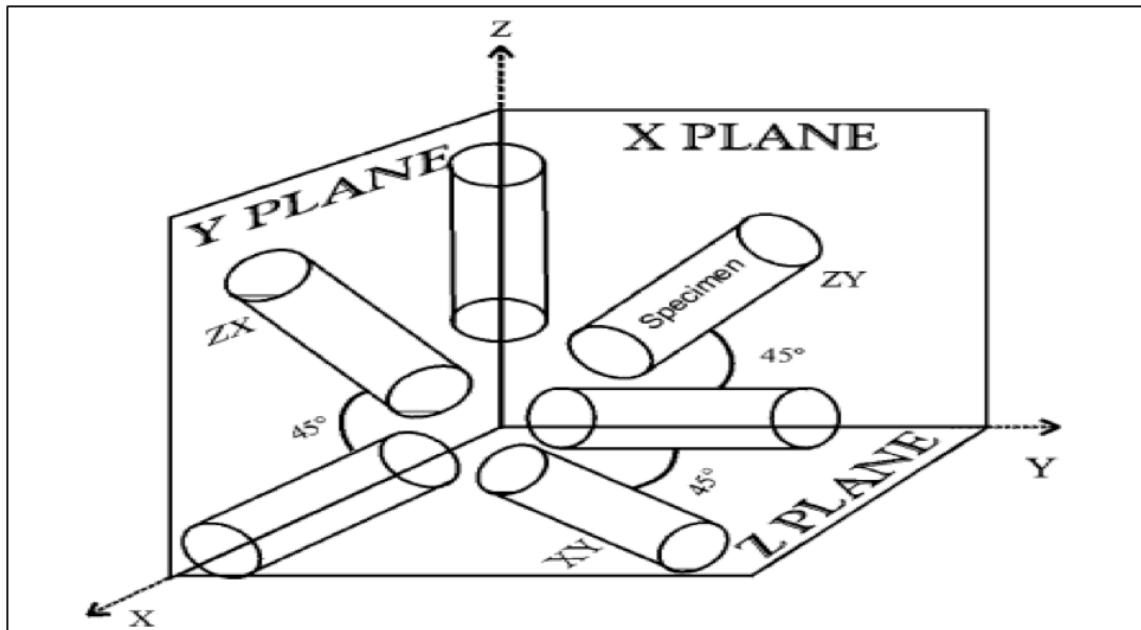


Figure 2.24 : Orientations des échantillons pour l'essai de l'effet Kaiser (tiré de Lehtonen et al., 2012)

Lavrov et al. (2002), (2003) et Zang et Stephansson, (2010) décrivent les multiples facteurs qui affectent le phénomène effet Kaiser dans son application pour estimer les contraintes en place dans les massifs rocheux.

Les travaux menés par Lavrov (2003) sur l'étude de l'effet de la variation de l'axe de chargement pour la mesure de l'effet Kaiser par rapport à l'axe de chargement d'origine ayant causé des dommages sur la roche en utilisant des essais brésiliens sur du calcaire montrent que l'effet Kaiser du cycle précédent n'est évident que si la variation de l'axe de chargement de l'essai effet Kaiser par rapport à l'axe du cycle précédent ne dépasse pas  $\sim 10^\circ$ . Ceci implique une bonne connaissance de la direction de contraintes en place. Il a également été constaté que le calcaire avait rapidement perdu sa “ mémoire de contrainte”, juste après quelques mois. Par conséquent, il est souhaitable de réaliser les essais de l'effet Kaiser peu de temps après l'échantillonnage (Lehtonen et al., 2012).

La technique basée sur le remaniement des carottes de forage (core-disking) utilise les caractéristiques de la fracturation observée sur les carottes provenant de forages effectués dans les zones à hautes contraintes (voir la Figure 2.25). Ces fracturations en formes de disques se développent normalement par rapport à l'axe de forage. Ce phénomène a été étudié par plusieurs auteurs dans le but de déterminer les contraintes en place (e.g. Jaeger et Cook, 1963; Obert et Stephenson, 1965; Durelli et al., 1968; Haimson, 1997; Yongyi et Schmitt, 1998; Lim et Martin, 2010).



Figure 2.25 : Core diskings sur le granite du Lac Bonnet (tiré de Lim et Martin, 2010)

Les études menées par Haimson, (1997) ont montré que lorsqu'un forage vertical est effectué dans une roche qui est soumise à un état de contraintes très élevé, il se développe des fissures en tension au-dessous du taillant. Ces fissures se propagent vers l'axe de la carotte avec une légère inclinaison vers le bas dans la direction de la contrainte horizontale minimale. Les mêmes fissures sont pratiquement horizontales dans la direction de la contrainte horizontale maximale. Au fur et à mesure de l'avancement du forage, ces fissures s'ouvrent et provoquent la formation des disques sur la carotte. Ces disques ont la forme d'une selle dont l'axe creux est orienté dans la direction de la contrainte horizontale maximale. Il a aussi été démontré en laboratoire que l'épaisseur de ces disques diminue lorsque la contrainte horizontale maximale appliquée est augmentée pendant que les contraintes verticale et horizontale minimale étaient gardées constantes.

La Figure 2.26 montre l'exemple d'une relation entre l'épaisseur moyenne des disques et la contrainte horizontale maximale (avec la contrainte verticale et horizontale minimale constante).

Ljunggren et al., (2003) estime qu'en pratique, ce phénomène ne peut être utilisé comme un indicateur fiable pour estimer les contraintes en place avec précision.

Corthésy et Leite, (2008) ont constaté à partir des analyses de modèle numérique élastoplastique que le phénomène de discage était causé par des ruptures en traction qui commencent au centre de la carotte et se propagent vers l'extérieur. Ce qui est opposé à ce qui serait conclu lors de la réalisation des analyses de modèle élastique. Et ils ont indiqué que ce phénomène est seulement un bon indicateur d'un état des contraintes élevé, et que son utilisation pour l'estimation des contraintes in situ est peu réaliste, à moins qu'une estimation peu précise soit nécessaire.

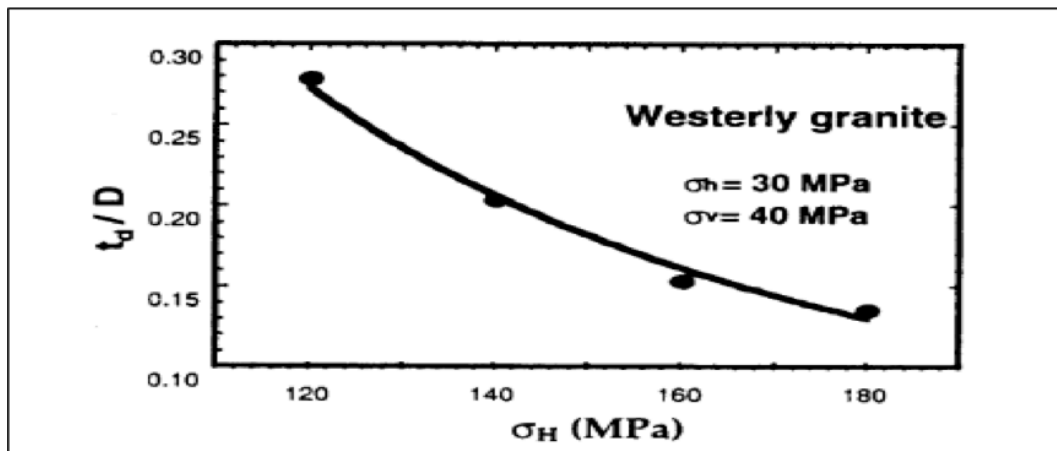


Figure 2.26 : Exemple de la relation entre l'épaisseur des disques  $t_d$  (normalisée par le diamètre de la carotte) et  $\sigma_H$  pour une  $\sigma_v$  et une  $\sigma_h$  données (tiré de Ljunggren et al., 2003)



## 2.3 Écaillages du trou de forage (Borehole Breakouts)

Lorsqu'un trou est foré dans une roche soumise à un état de contraintes élevées, un certain écaillage (breakouts) est souvent observé autour de ce trou. Ce phénomène qui est dû à l'instabilité de la roche à sa paroi est caractérisé par des zones de rupture des côtés opposés du trou de forage avec une géométrie symétrique. (Voir Figure 2.27)

Ce phénomène a été observé dans tous les types de roches et se présente généralement sous trois formes : la forme en 'V', la forme en croissant et la forme en fente (tubulaire). La Figure 2.27 illustre les trois différentes formes d'écaillages observés dans les roches.

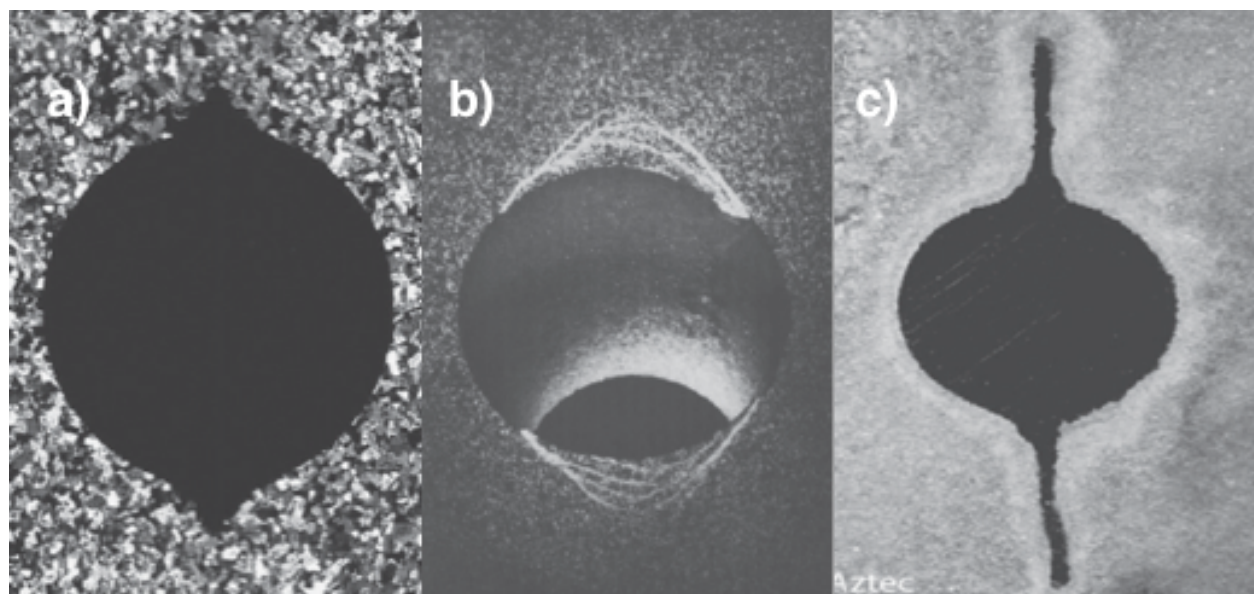


Figure 2.27 : Différentes formes des écaillages dans les roches : a) en forme de V dans le granite de Westerly (tirée de Haimson, 2007), b) en forme de croissant dans le grès de Berea (tirée de Ewy et Cook, 1990) et c) en forme de fente dans le grès poreux d'Aztec (tiré de Haimson, 2007)

Leeman (1964) a observé ce phénomène pour la première fois dans des galeries horizontales en grande profondeur dans les mines d'or en Afrique de Sud. Quelques années plus tard, les travaux menés par Cox (1972) et Babcock (1978) ont signalé la présence de ce phénomène dans certains forages en profondeur en Alberta, au Canada.

Bell et Gough, (1979) ont indiqué que les orientations des écaillages sont liées aux contraintes en place, et que la concentration élevée des contraintes à la paroi d'un trou foré dans la roche ayant un état des contraintes de haut niveau cause la rupture de la roche alignée avec la direction de la plus petite contrainte dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou.

Plusieurs puits profonds dans le monde ont été examinés avec l'arrivée des outils tels que le pendagemètre à quatre bras ou la sonde de reconstitution acoustique (e.g. Bell et Gough, 1983; Plumb et Hickman, 1985; Zoback et al., 1985; Mastin et al., 1991 et Bell et al., 1992). La base de données des orientations des écaillages dans ces puits a permis une meilleure compréhension des processus tectoniques mondiaux, et représenterait plus de 25% des données utilisées pour élaborer la carte des contraintes naturelles à travers le monde (Zoback, 1992 et Heidbach et al., 2004).

Un grand nombre de travaux expérimentaux et théoriques ont été réalisés par Haimson et ses collaborateurs dans le but de déterminer la relation entre les contraintes en place et les dimensions des écaillages du trou de forage : sa portée angulaire et sa profondeur (voir la Figure 2.28). En plus de la vérification de l'alignement des écaillages dans la direction de la contrainte principale minimale, ces travaux expérimentaux ont aussi montré que les dimensions des écaillages du trou dépendent fortement de l'ampleur des contraintes in situ, suggérant ainsi leur utilisation potentielle pour estimer les directions et les grandeurs des contraintes en place (Haimson et Herrick, 1985, 1986, 1989; Haimson et Song, 1993; Herrick et Haimson, 1994).

La Figure 2.28 présente les dimensions des écaillages du trou de forage, la portée angulaire  $\Theta_b$  et la profondeur  $d_b$  et  $\Theta$ , la distance angulaire mesurée dans le sens horaire à partir de la direction de  $\sigma_H$  ( $\Theta = 90 - \frac{\Theta_b}{2}$ )

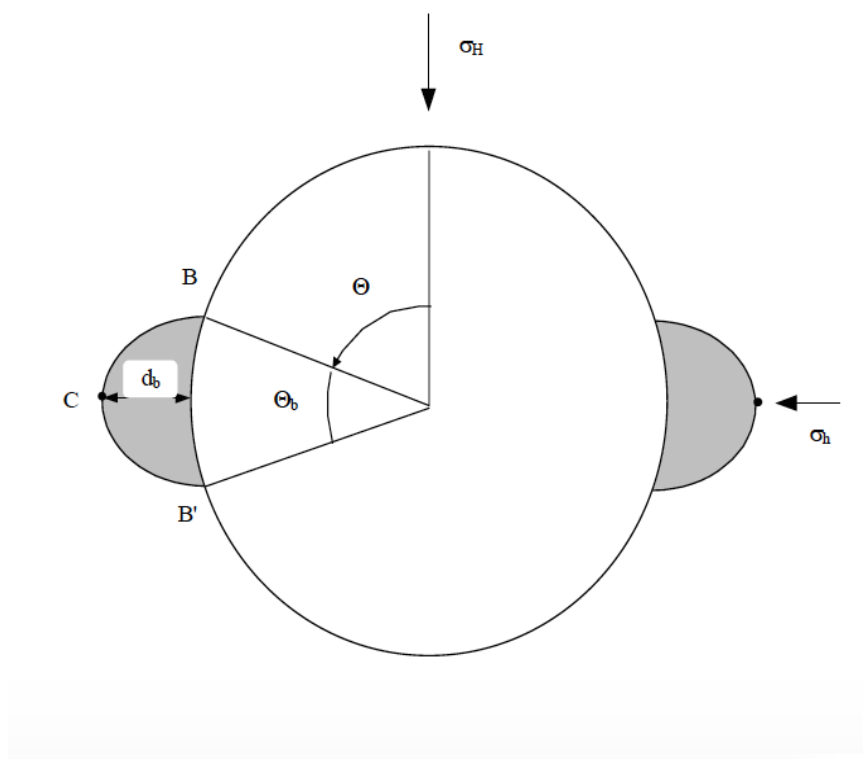


Figure 2.28 : Définition des caractéristiques de la zone d'écaillage autour d'un trou de forage (tiré de Li et Aubertin, 1999)

Les études en laboratoire menées sur les roches cristallines comme le granite du lac du Bonnet (Lee et Haimson, 1993) et le granite de Westerly (Song, 1998) ont montré des écaillages en forme de V. Ils sont produits par des microfissures extra granulaires qui se développent derrière la paroi du trou de forage, le long de la direction de contrainte principale horizontale minimale. Ces microfissures se regroupent pour former des fractures plus larges suivant une orientation subparallèle à la paroi et à la direction de la contrainte principale horizontale maximale. Ces fractures forment des minces flocons de roche et la présence d'une grande contrainte tangentielle cause le flambement et la rupture du flocon situé entre la paroi et la fracture la plus proche provoquant ainsi l'écaillage dans le trou. Ce processus continue à la nouvelle surface libre et la couche suivante jusqu'à ce que la portée devienne trop petite pour permettre le flambage. Chaque rupture de flocon laisse les aspérités de roche brisée sur les deux extrémités, limitant ainsi la portée du prochain effritement (voir la Figure 2.29).

Ce mécanisme de formation des écaillages est presque identique à celui observé dans les roches carbonatées comme les calcaires d'Indiana et d'Alabama (Ewy et Cook, 1990). Cependant la rupture des flocons est produite par des fractures de cisaillement à ses extrémités et les écaillages présents avaient la forme de croissants.

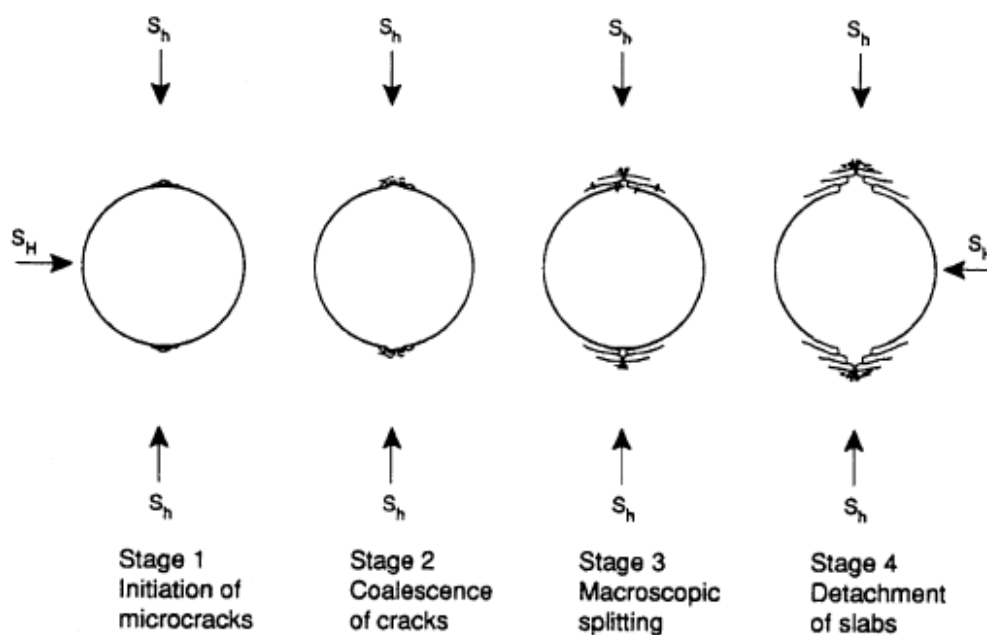


Figure 2.29 : Développement de la zone d'écaillage (Ljunggren et al., 2003)

Plusieurs autres chercheurs ont mené des études pour déterminer les grandeurs des contraintes en place, connaissant les dimensions des écaillages du trou de forage. Ils ont posé différentes hypothèses sur la résistance de la roche (e.g. Zoback et al. (1985) ont utilisé le critère triaxial de Mohr-Coulomb; Vernik et Zoback (1992) ont utilisé le critère de Wiebol-Cook; Haimson et Chang (2002) ont utilisé le critère de Mogi; Li et Aubertin (1999), Aubertin et al. (2002) et Simon et Labrie (2012) ont utilisé le critère MSDP<sub>u</sub>). D'après eux, dans la zone des écaillages il s'est développé un état des contraintes locales supérieur à la résistance de la roche, causant ainsi sa rupture. Tandis que, la limite des écaillages correspond aux points qui ont un état des contraintes locales en équilibre limite avec le critère de rupture de la roche. En plus, la portée angulaire demeure constante à la paroi du trou et que les ruptures supplémentaires se produisent en profondeur de l'écaillage (Zheng et al., 1989; Herrick et Haimson, 1994).

Il existe plusieurs modèles proposés dans la littérature pour expliquer le mécanisme de formation des écaillages dans un trou. Quelques un de ces modèles sont présentés ci-dessous.

D'après Gough et Bell (1982), ce phénomène est formé par des éclatements épisodiques des fractions de roche triangulaires situées entre deux fractures conjuguées de cisaillement formées au moment où la contrainte tangentielle à la paroi du trou égale la résistance de la roche. Ils ont utilisé le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour définir ce modèle. Selon Gough et Bell (1982), la dimension finale de l'écaillage dépend de l'angle de frottement interne de la roche et non de l'ampleur des contraintes en place. Ce modèle exprime très bien les écaillages en forme de V observés dans les puits de pétrole en Alberta (Bell et Gough, 1979).

Zoback et al. (1985) ont mené des études sur différentes sortes des roches et ont observé, à l'aide d'une sonde de reconstitution ultrasonique, les écaillages en forme de croissant. Ce qui est différent de la forme en V observée par Gough et Bell (1982). À partir de ces observations, ils ont développé un modèle basé sur la théorie élastique, utilisant le critère de Mohr-Coulomb et qui exprime la résistance de la roche autour du trou de forage en fonction de la contrainte radiale, tangentielle, de cisaillement et du coefficient de frottement interne. D'après le modèle, les écaillages sont formés par un seul épisode de rupture par cisaillement qui se traduit par une rupture large et plate en forme de croissant. Zoback et al. (1985) ont aussi constaté que l'ampleur de l'état des contraintes en place contrôle considérablement les dimensions des écaillages.

Zheng et al. (1989) ont simulé l'évolution des écaillages du trou de forage en trois phases, dont l'initiation, la croissance et la stabilisation à l'aide d'un modèle numérique qui utilise la méthode des éléments frontière. Leur modèle suppose un mode de rupture épisodique ou fractionnement extensible. Les écaillages générés par ce dernier ont la forme en V. Zheng et al. (1989) ont aussi confirmé la forte dépendance de la taille des écaillages au champ des contraintes in situ. Cependant, ils ont conclu que la détermination des deux contraintes principales en place dans le plan perpendiculaire à l'axe de forage à partir de la taille des écaillages pourrait nécessiter des renseignements supplémentaires puisqu'il est possible de trouver les mêmes dimensions des écaillages à partir de différents états des contraintes.

Haimson et Song (1998) ont conduit en laboratoire des expériences de forage dans le grès de Berea. Ils ont observé des écaillages en forme de fente, une forme très différente de celle en V généralement observée. Ces derniers étaient étroits, longs et tabulaires. Quelques années plus

tard, Haimson (2001) a proposé un modèle conceptuel pour expliquer les mécanismes de la formation et du développement de ce type d'écaillages. D'après ce modèle, la forte concentration des contraintes dans la direction de la contrainte minimale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou cause la rupture le long des grains de plus faibles contacts et le compactage de ces derniers au sein d'une étroite zone de la pointe de l'écaillage. Par la suite ces grains compactés en vrac, sont nettoyés par le fluide de forage en circulation formant ainsi un allongement de l'écaillage. Ce processus continue à la nouvelle pointe formée conduisant à un compactage supplémentaire de grains décollés, leur évacuation par le fluide et l'allongement de l'écaillage, etc. Ce qui donne à ce dernier la forme de fente.

### **2.3.1 Facteurs affectant les dimensions de l'écaillage autour d'un trou**

Plusieurs chercheurs ont étudié différents facteurs pouvant affecter la portée angulaire et la profondeur de l'écaillage d'un trou de forage. Parmi les facteurs les plus importants se trouvent : les propriétés du matériel, l'ampleur et l'anisotropie du champ de contraintes en place, le diamètre du trou, le taux de pénétration du taillant de forage et le taux d'écoulement du fluide de forage.

Haimson et Kovacich (2003) ont mené des travaux sur le grès fragile de Berea de haute porosité (25%) dans le but d'examiner les effets de certaines variables des essais sur les dimensions de l'écaillage. Ils ont constaté que la forme était toujours tubulaire (forme de fente) et perpendiculaire à la direction de la contrainte principale maximale horizontale. La portée angulaire dépendait des caractéristiques de la roche et des contraintes appliquées et n'était pas affectée par les facteurs de l'essai. Ils ont aussi remarqué que la profondeur de l'écaillage était grandement affectée par le champ de contraintes lointain (avec la variation de  $\sigma_H$ , lorsque  $\sigma_V$  et  $\sigma_h$  sont gardées constantes) et du diamètre du trou (lorsque le diamètre est augmenté avec un champ des contraintes constant). Dans les plages des valeurs respectivement utilisées, le taux de pénétration du taillant et le taux d'écoulement du fluide de forage n'ont pas montré un effet concluant sur ces dimensions. Cependant, ils ont estimé que les taux plus élevés que ceux utilisés pourraient avoir un grand effet sur ces dernières.

### 2.3.2 Approche théorique et équations utilisées

Les zones d'écaillage (Breakouts) à la paroi d'un trou de forage peuvent être analysées par la solution analytique proposée par Hiramatsu et Oka (1962), qui a été adaptée par Bradley (1979). Cette solution analytique représente la formulation générale des équations de Kirsch (1898). Elle exprime les contraintes induites par une excavation circulaire en fonction des contraintes en place.

Lorsqu'un trou circulaire est foré dans un matériau élastique linéaire, homogène et isotrope, la distribution des contraintes induites autour de ce trou est décrite par cette solution avec les équations ci-dessous :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_X + \sigma_Y}{2} \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4} - 4\frac{R^2}{r^2}\right) \cos 2\theta + \tau_{XY} \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4} - 4\frac{R^2}{r^2}\right) \sin 2\theta \quad (2.27)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_X + \sigma_Y}{2} \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4}\right) \cos 2\theta - \tau_{XY} \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad (2.28)$$

$$\sigma_z = \sigma_Z - 2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) \frac{R^2}{r^2} \cos 2\theta - 4\nu\tau_{XY} \frac{R^2}{r^2} \sin 2\theta \quad (2.29)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \left(1 - 3\frac{R^4}{r^4} + 2\frac{R^2}{r^2}\right) \sin 2\theta + \tau_{XY} \left(1 - 3\frac{R^4}{r^4} + 2\frac{R^2}{r^2}\right) \cos 2\theta \quad (2.30)$$

$$\tau_{\theta Z} = (-\tau_{XZ} \sin \theta + \tau_{YZ} \cos \theta) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) \quad (2.31)$$

$$\tau_{Zr} = (\tau_{XZ} \cos \theta + \tau_{YZ} \sin \theta) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) \quad (2.32)$$

Dans ces équations,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\tau_{rz}$  et  $\tau_{\theta Z}$  sont des contraintes autour du trou,  $\sigma_X$ ,  $\sigma_Y$ ,  $\sigma_Z$ ,  $\tau_{XY}$ ,  $\tau_{XZ}$  et  $\tau_{YZ}$  les composantes du tenseur des contraintes en place lorsque l'axe du trou n'est pas orienté parallèlement à une des contraintes principales in situ (avec  $\sigma_Z$  parallèle à l'axe du

trou,  $\sigma_X$  et  $\sigma_Y$  perpendiculaires à l'axe du trou),  $R$ , le rayon du trou,  $r$ , la distance à partir du centre du trou,  $\theta$ , la distance angulaire mesurée dans le sens antihoraire à partir de la direction de  $\sigma_X$  (la plus grande contrainte en compression dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou) et  $\nu$ , le coefficient de Poisson du matériau.

Le tenseur des contraintes principales in situ est défini par la contrainte verticale qui est calculée selon les poids des morts-terrains ( $\sigma_V$ ), la contrainte horizontale minimale ( $\sigma_h$ ) et la contrainte horizontale maximale ( $\sigma_H$ ). Dans la région du Bouclier canadien où l'étude est effectuée (par exemple le bassin de Sudbury), on considère que  $\sigma_1 = \sigma_H$ ,  $\sigma_2 = \sigma_h$ , et  $\sigma_3 = \sigma_V$ .

Notons que pour un trou quelconque orienté avec un azimut ( $\alpha_N$ ) et un pendage ( $\beta$ ), le tenseur des contraintes en place suivant cette orientation ( $\sigma_X$ ,  $\sigma_Y$ ,  $\sigma_Z$ ,  $\tau_{XY}$ ,  $\tau_{XZ}$  et  $\tau_{YZ}$ ) peut être défini en fonction de  $\sigma_H$ ,  $\sigma_h$ ,  $\sigma_V$ ,  $\alpha_N$  et  $\beta$ . Par exemple pour un trou vertical ( $\sigma_Z // \sigma_V$ ), on aura  $\sigma_X = \sigma_H$ ,  $\sigma_Y = \sigma_h$  et  $\tau_{XY} = \tau_{XZ} = \tau_{YZ} = 0$ .

Pour analyser la condition de rupture de la zone d'écaillages à la paroi du trou, considérant que la roche est élastique linéaire, homogène, isotrope et de faible porosité, la notion de facteur de sécurité (FS) est utilisée. En utilisant le critère MSDP<sub>u</sub>, son expression se définit comme suit :

$$FS = \frac{F_0 F_\pi}{\sqrt{J_2}} = \frac{\text{Capacité (contrainte admissible calculée par MSDP}_u\text{)}}{\text{Demande (contrainte déviatorique induite)}} \quad (2.33)$$

avec

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2] + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2 \quad (2.34)$$



L'angle de Lode  $\Theta$  (qui varie entre  $-30^\circ$  et  $30^\circ$ ) est donné par l'expression :

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.35)$$

Ici  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  sont respectivement la plus grande, l'intermédiaire et la plus petite des  $\sigma_r, \sigma_\theta$  et  $\sigma_z$ .

La rupture se produira théoriquement lorsque la valeur du facteur de sécurité sera inférieure ou égale à l'unité ( $FS \leq 1$ ).

La figure 2.30 illustre l'orientation de  $r$  et  $\theta$  dans la section du plan perpendiculaire à l'axe d'un trou vertical.

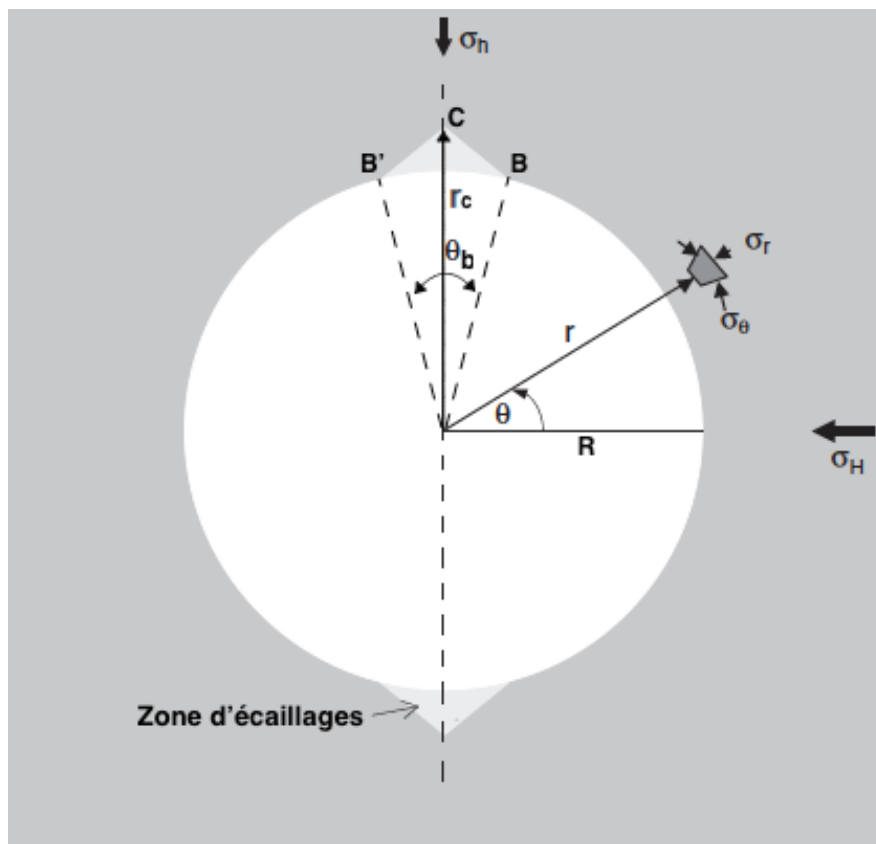


Figure 2.30 : Illustration de l'orientation de  $r$  et  $\theta$  dans un trou vertical présentant des zones d'écaillages (tiré et adapté de Haimson, 2007)

Il est à noter qu'à la paroi du trou, la contrainte tangentielle maximale est atteinte à  $90^\circ$  par rapport à  $\sigma_H$ , cela conduit au calcul d'une valeur minimale de  $\sigma_H$ . D'une manière similaire, le point B (tel que spécifié dans la figure 2-30) pourrait permettre l'obtention d'une valeur maximale de  $\sigma_H$ , si l'analyse est effectuée d'une façon strictement élastique (Simon et Labrie, 2012).

Pour calculer la contrainte principale horizontale maximale  $\sigma_H$  à partir de la portée angulaire de la zone d'écaillages  $\theta_b$ , il faut tout d'abord considérer que  $\sigma_V$  et  $\sigma_h$  sont connues. Ensuite connaissant la valeur de  $\theta_b$ , on détermine les contraintes induites à la paroi du trou au point B ( $r = R$ ,  $\theta = \theta_B = 90 - \frac{\theta_b}{2}$ ). En utilisant l'équation (2.33) du facteur de sécurité FS, on aura une équation dont la seule inconnue est  $\sigma_H$ . La valeur recherchée sera celle qui donne un facteur de sécurité égal à un ( $FS = 1$ ).

Dans la région où cette étude est effectuée, de nombreuses mesures de contraintes ont montré que la contrainte principale verticale  $\sigma_V$  peut être exprimée en fonction d'un gradient des poids des morts-terrains égal à 0,027 MPa/m et que la contrainte principale horizontale minimale  $\sigma_h$  varie de 1.1 à  $2\sigma_V$  (Arjang et Herget, 1997).

Pour l'analyse du trou 1231790 du présent projet, les hypothèses sur l'orientation  $\sigma_V$  et  $\sigma_h$  doivent être considérées, notamment le trou est quasi nord-sud et perpendiculaire à la direction de la contrainte principale horizontale maximale présumée. Toutes les zones d'écaillages observées à la paroi de ce trou sont presque à un angle de  $0^\circ$  et de  $180^\circ$ , ce qui tend à confirmer cette hypothèse et son utilisation dans les calculs. Aussi la contrainte principale verticale est censée être une fonction du poids des morts-terrains (Simon et Labrie, 2012). Notons aussi que la portée angulaire de la zone d'écaillages doit rester inchangée une fois que l'écaillage est amorcé pour un état de contrainte donné (Zheng et al. 1989).

### 2.3.3 La sonde de reconstitution acoustique (Acoustic TeleViewer)

Les caractéristiques des zones d'écaillage ont été obtenues grâce à l'observation de la paroi du trou de forage à l'aide d'une sonde de reconstitution acoustique (Acoustic televiewer). Cette sonde utilise un transducteur acoustique fixe et un miroir acoustique rotatif pour numériser la paroi du trou de forage avec un faisceau d'ultrasons focalisés. L'imagerie obtenue de la sonde de reconstitution acoustique résulte de vues en continu et orientées 360° de la paroi du trou, à partir de laquelle la nature, les relations et l'orientation des plans structuraux et lithologiques peuvent être définie (Williams et Johnson, 2004). Le modèle de la sonde utilisée dans le cadre de ce projet est QL40-ABI de la compagnie ALT (Advanced Logic Technology). La Figure 2.31 ci-dessous illustre une description générale de ses composantes.

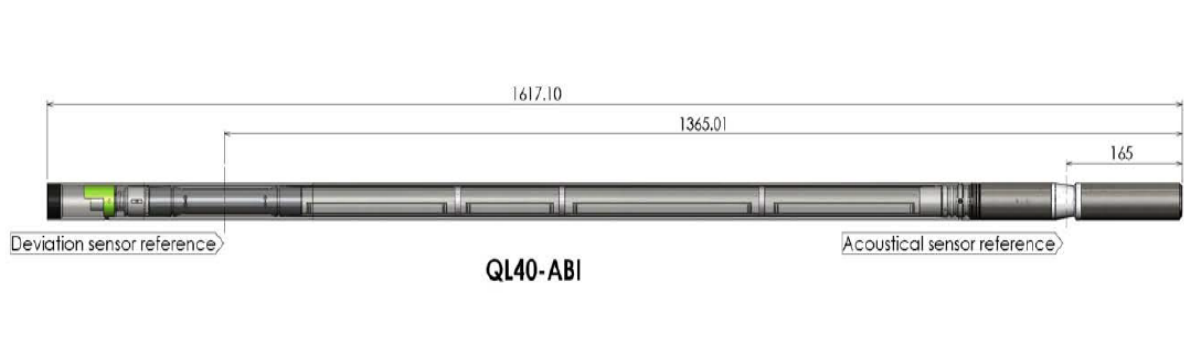


Figure 2.31 : Description générale de la sonde de reconstitution acoustique QL40-ABI (tiré de ALT, 2009)

Cette sonde mesure 1.6 m de long et 40 mm de diamètre. Elle peut être utilisée dans un trou de forage de diamètre variant de 2 à 21 pouces ( $\approx 5$  à 53 cm) en fonction des conditions de ce dernier et du fluide utilisé. L'exécution de la mesure avec cette sonde consiste à la relier avec un système d'acquisition de donnée par un câble et de l'introduire à l'intérieur d'un trou de forage rempli d'un fluide (de l'eau ou de la boue à base d'eau) à l'aide d'un treuil. Notons que la qualité des images obtenues dépend fortement de l'outil de centralisation de la sonde (ALT, 2009).

La caméra acoustique de la sonde fonctionne selon le principe de réflexion des ondes. Elle émet des ondes acoustiques (d'une fréquence de 1.2 MHz) vers la paroi du trou de forage. Lorsque ces dernières rencontrent un milieu présentant des propriétés différentes, une partie de celles-ci est réfléchiée et enregistrée (voir la Figure 2.32). L'émetteur se déplace au point suivant et recommence l'opération. L'intensité de la réflexion dépend principalement du contraste d'impédance acoustique entre le fluide utilisé dans le trou de forage et le matériau dans lequel le trou a été foré. Le coefficient de réflexion  $C_R$  est défini comme suit (ALT, 2009):

$$C_R = \frac{\rho_m V_m - \rho_f V_f}{\rho_m V_m + \rho_f V_f} = \frac{Z_m - Z_f}{Z_m + Z_f} \quad (2.36)$$

Où

$C_R$  : Coefficient de réflexion

$\rho_m$  : Densité du matériau

$V_m$  : Vitesse de propagation des ondes dans le matériau

$\rho_f$  : Densité du fluide

$V_f$  : Vitesse de propagation des ondes dans le fluide

$Z_m$  : Impédance acoustique du matériau

$Z_f$  : Impédance acoustique du fluide

Plus le coefficient de réflexion  $C_R$  est grand, plus les ondes réfléchies sont grandes et donc la détection (ALT, 2009).

La figure 2.32 ci-dessous illustre la propagation des ondes dans le trou de forage.

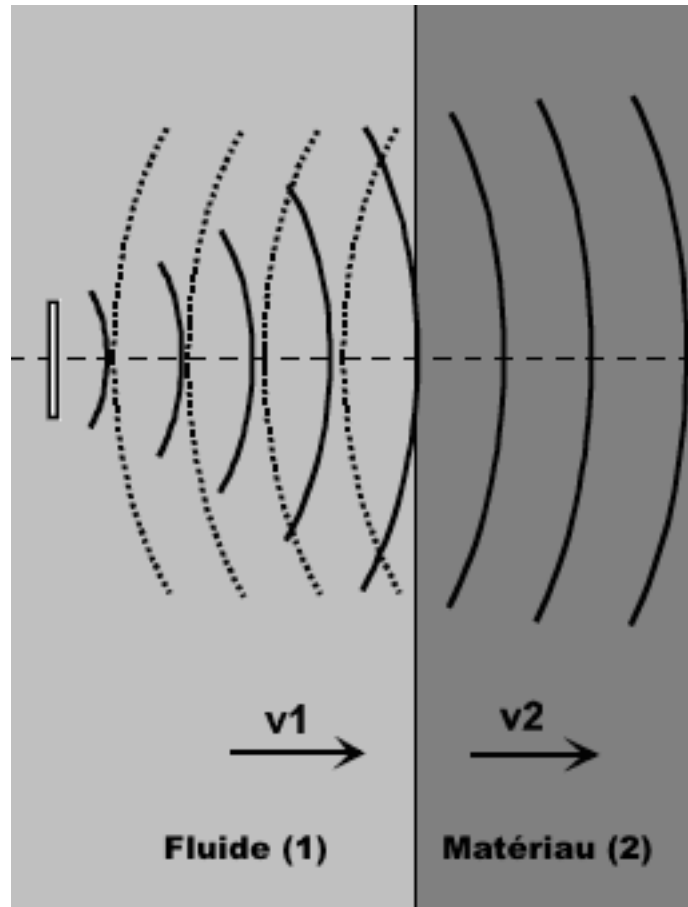


Figure 2.32 : Propagation des ondes dans le trou de forage (tiré de ALT, 2009)

## **CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE DES ÉCAILLAGES DES TROUS DE FORAGE**

Cette partie du mémoire inclut l'analyse des images de la sonde de reconstitution acoustique pour la détermination des caractéristiques des zones d'écaillages, les essais en laboratoire et la détermination des paramètres du critère  $MSDP_u$ .

### **3.1 Analyse des images de la sonde de reconstitution acoustique**

Les images d'un trou d'exploration (N° 1231790) foré dans la partie profonde de la mine Creighton située dans la région de Sudbury, dans la province d'Ontario et appartenant à la compagnie Vale ont été analysées dans le cadre de ce projet. Le diamètre et la longueur de ce trou sont respectivement 60 mm et 630 m et il a été foré à partir de 2380 m avec une direction de  $340^\circ$  et un pendage d'environ  $\pm 44^\circ$ .

Après son forage, il a été gardé sec et aucune infiltration d'eau n'a été observée à l'intérieur de ce trou. Il a été analysé avec une sonde de reconstitution acoustique et de nombreux écaillages ont été observés à sa paroi, ce qui confirme la présence d'un état des contraintes élevé. En plus, il a été observé dans cette zone, la fermeture de certains trous de forage après un temps relativement court (quelques semaines seulement).

Ces écaillages sont tous alignés dans la direction nord-sud, ce qui indique que la direction de la contrainte horizontale maximale est est-ouest. Les images de la paroi de ce trou obtenues avec le logiciel WellCAD ont permis d'identifier les zones d'écaillages et de déterminer avec précision la dimension des écaillages (portée angulaire).

L'exemple d'une zone d'écaillages observée à la paroi de ce trou avec le logiciel WellCAD est présenté à la Figure 3.1.

À partir de ces observations, on a pu déterminer les endroits de prélèvement des échantillons de roches pour les essais en laboratoire. Notons que ces échantillons des roches ont été prélevés le plus près possible des zones d'écaillages.

Le Tableau 3.1 présente la distance dans le trou de chaque zone d'écaillage ainsi que le type de roche écaillée et celle de prélèvement des échantillons dans le trou ainsi que le type de roche prélevée.

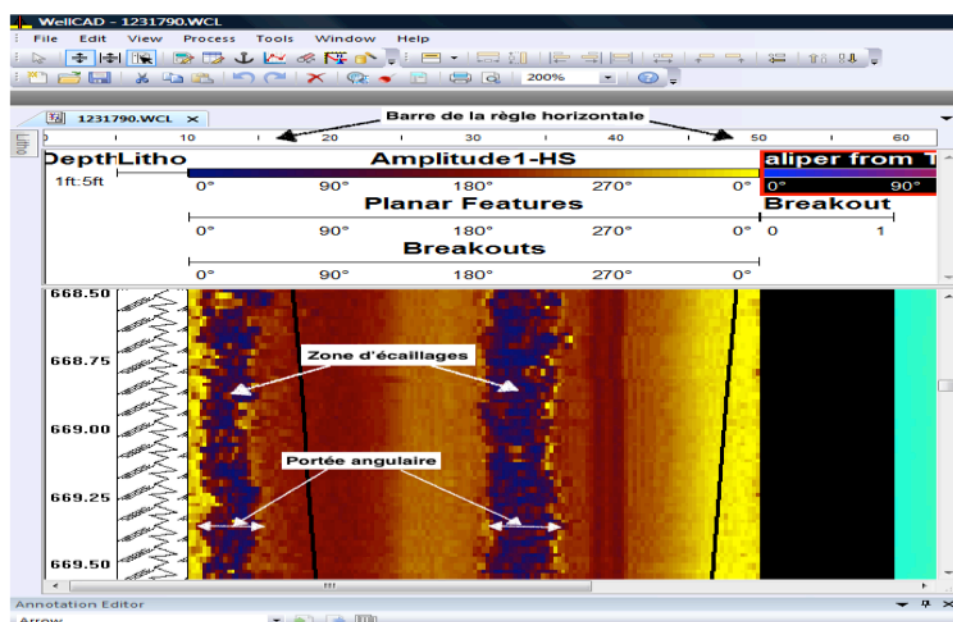


Figure 3.1 : Exemple d'une zone d'écaillage observée à partir de WellCAD

Tableau 3.1 : Distance des zones d'écaillage et des échantillons dans le trou

Zones d'écaillage			Échantillons		
Type de roche	Distance de la zone d'écaillage dans le trou		Type de roche	Distance de prélèvement dans le trou	
	(pi)	(m)		(pi)	(m)
Gabbro	919	280.1	Gabbro	919	280.1
Granite	948	289	Granite	945	288
Grey Granite	1123	342.3	Grey Granite	1123	342.3
Grey Granite	1147	350	Grey Granite	1146	349.3
MTGB-SHR	1180	360	MTGB-SHR	1177	359
			MTGB-SHR	1179	359.4
MTGB-SHR	1186	361.5	MTGB-SHR	1184	361
			MTGB-SHR	1186	361.5
MetaBasalt	1437	438	MetaBasalt	1434	437
Metasediment	1453	443	Metasediment	1452	443
MetaBasalt	1606	489.5	MetaBasalt	1610	491
Rhyolite	1948	594	RhyoDacite	1891	576.4
			Rhyolite	1946	494.1



En observant le Tableau 3.1, on remarque que tous les échantillons prélevés sont très proches des zones d'écaillages à l'exception du RhyoDacite qui a été prélevé à une distance dans le trou de 1891 pieds (576.4 m). La zone d'écaillages la plus proche de ce dernier est située à une distance dans le trou de 1948 pieds (594 m). Cela représente une différence de 57 pieds (17.4 m) et en plus son type de roche est différent de celui situé à cette profondeur (Rhyolite).

Le logiciel WellCAD a été utilisé pour mesurer la portée angulaire des écaillages. En exprimant la barre de la règle en unité de pourcentage, on remarque que l'amplitude totale de la paroi du trou mesure 40 unités de pourcentage, cela équivaut à  $360^\circ$ . En mesurant la largeur des écaillages en cette même unité de pourcentage, on peut déduire la portée angulaire de ces derniers à partir de l'amplitude totale. (Voir Figure 3.1)

Par exemple, une zone d'écaillages de 4 unités de pourcentage de largeur correspond à une portée angulaire de  $(4\% \times 360^\circ) / 40\% = 36^\circ$ .

La portée angulaire a été mesurée pour chaque zone d'écaillages à tous les 0.25 pied (7.62 cm) de profondeur, ainsi que la valeur moyenne. Les images du logiciel WellCAD utilisées lors des calculs sont présentées dans la section Annexe A.

Les résultats des calculs de la portée angulaire ( $\Theta_b$ ) des zones d'écaillages analysées dans ce projet sont présentés au Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Résultats des calculs de la portée angulaire des zones d'écaillage du trou de forage N° 1231790 analysées dans ce projet

Profondeur de la zone d'écaillages (pi)	Type de roche	Profondeur (pi)	Portée angulaire (°)	Portée angulaire moyenne (°)
919	Gabbro	919	38	33
		919,25	34	
		919,5	38	
		919,75	29	
		920	24	
948	Granite	947,5	23	36
		947,75	32	
		948	36	
		948,25	30	
		948,5	58	
1123	Grey Granite	1122,5	30	32
		1122,75	39	
		1123	26	
		1123,25	29	
		1123,5	34	
1146	Grey Granite	1147	40	44
		1147,25	46	
		1147,5	48	
		1147,75	43	
1180	MTGB-SHR	1180	62	48
		1180,25	45	
		1180,5	35	
		1180,75	49	
1186	MTGB-SHR	1185,5	56	58
		1185,75	56	
		1186	47	
		1186,25	63	
		1186,5	67	
1434	MetaBasalt	1436,5	34	42
		1436,75	56	
		1437	37	
1452	MetaSediment	1452,75	55	44
		1453	44	
		1453,25	34	
1610	MetaBasalt	1605,75	47	37
		1606	33	
		1606,25	35	
		1606,5	39	
		1606,75	32	
1948	Rhyolite	1948	45	60
		1948,25	61	
		1948,5	68	
		1948,75	60	
		1949	67	

## 3.2 Essais en Laboratoire

Les échantillons des roches prélevés près des zones d'écaillages ont été envoyés et testés au laboratoire de mécanique des roches de CANMET à Ottawa. Ils ont été testés en compression uniaxiale, triaxiale et diamétrale.

### ➤ Essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale consiste à charger axialement une éprouvette cylindrique de la roche dans une presse hydraulique. Le niveau de chargement est augmenté jusqu'à la rupture de l'échantillon. Ce dernier est placé entre deux plateaux de dimensions égales ou supérieures à son diamètre et pour réduire toute excentricité de chargement, le plateau inférieur devrait comprendre une articulation sphérique (Aubertin, 2012). Selon la norme ASTM (American Society for Testing and Materials), l'éprouvette cylindrique doit avoir un diamètre NQ et subir une rectification accrue. Sa longueur doit correspondre à 2 à 2.5 fois le diamètre (ASTM D7012-14, 2014).

La résistance en compression uniaxiale  $\sigma_c$  est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (3.1)$$

où P est la charge axiale à la rupture, et A l'aire de la section droite de l'éprouvette.

Durant l'essai, lorsque l'éprouvette est instrumentée à l'aide LVDT (Linear Variable Differential Transformer) afin de mesurer ses déformations longitudinales et radiales, le module de Young et le coefficient de Poisson de la roche peuvent aussi être déterminés par cet essai.

Les résultats des essais de compression uniaxiale sont présentés au Tableau 3.3 et les courbes 'Contrainte-Déformation' sont présentées dans l'Annexe G.

### ➤ Essai de compression triaxiale

L'essai de compression triaxiale se déroule de la même façon que celui de compression uniaxiale sauf qu'en plus de la charge axiale, une pression uniforme dite de confinement est exercée sur la paroi latérale de l'éprouvette. Durant cet essai, la charge axiale et la pression de confinement sont augmentées simultanément de façon hydrostatique, jusqu'à la valeur de pression de confinement

désirée. Une fois cette valeur atteinte, celle-ci est maintenue constante tandis que la charge axiale continue d'augmenter jusqu'à la rupture de l'échantillon. Notons que les dimensions de l'éprouvette sont les mêmes que lors d'un essai de compression uniaxiale (ASTM D7012-14, 2014).

Les résultats des essais de compression triaxiale sont présentés au Tableau 3.3 et les courbes 'Contrainte-Déformation' sont présentées dans l'Annexe G.

Les éprouvettes utilisées pour les essais mécaniques ont été toutes préparées et testées adéquatement au laboratoire de mécanique des roches de CANMET selon les standards exigés par les normes ASTM et du CANMET. La presse hydraulique (i.e. MTS Model 815) utilisée pour les essais a une capacité maximale de 4.6 MN et le système d'acquisition des données utilisé (i.e. Testar II Digital System) a une résolution de 19 bits. La Figure 3.2 illustre la presse hydraulique utilisée.

Pour les essais de compression uniaxiale et triaxiale, le diamètre nominal et la longueur des éprouvettes étaient respectivement 36.3 mm et 80 mm. Le taux de déplacement utilisé pour les deux essais (compression uniaxiale et triaxiale) était de 0.03 mm/min et les pressions de confinement utilisées pour les essais de compression triaxiale étaient de 10, 20, 40 et 60 MPa.

#### ➤ Essai de compression diamétrale

Aussi appelé essai de compression brésilien, cet essai permet de déterminer la résistance en tension de la roche. Selon la norme ASTM (American Society for Testing and Materials), la compression diamétrale d'une éprouvette de la roche ayant la forme d'un disque (de longueur comprise entre 0.2 à 0.75 fois son diamètre) entre les plateaux d'une presse engendre sa rupture en tension (ASTM D3967-08, 2008).

La résistance en tension  $\sigma_t$  est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_t = - \frac{2P}{\pi DL} \quad (3.2)$$

où P est la charge appliquée à la rupture; D et L sont respectivement le diamètre et la longueur de l'éprouvette.

Les résultats des essais de compression diamétrale sont présentés au Tableau 3.3 et les courbes ‘Contrainte-Déformation’ sont présentées dans l’Annexe G.

Pour les essais de compression diamétrale, le diamètre nominal et la longueur des éprouvettes étaient respectivement 36.3 mm et 25 mm et le taux de chargement était de 0.1 KN/sec. Notons aussi que toutes ces éprouvettes ont été testées en condition drainée.



Figure 3.2 : Presse hydraulique MTS Model 815  
(MTS Systems Corporation)

Les roches testées étaient ignées à grain fin et de faible porosité. Elles n'ont montré aucun signe d'anisotropie et ont présenté un comportement élastique et fragile. Les propriétés mécaniques obtenues de ces échantillons de roches en laboratoire sont présentées au Tableau 3.3. Les valeurs de la résistance en compression uniaxiale et triaxiale correspondant au seuil de l'initiation d'endommagement ( $UCS_{DIT \text{ ou } CD}$  et  $TCS_{DIT \text{ ou } CD}$ ) ont été obtenues à partir de la courbe rigidité volumique moyenne-contrainte axiale. Elle correspond à la valeur de la contrainte axiale à partir de laquelle la courbe change de positive à négative (Eberhardt et al., 1998). La Figure 3.3 illustre cette courbe pour l'échantillon de Granite 945-U1 qui a été utilisée pour déterminer la résistance en compression uniaxiale correspondante au seuil de l'initiation d'endommagement.

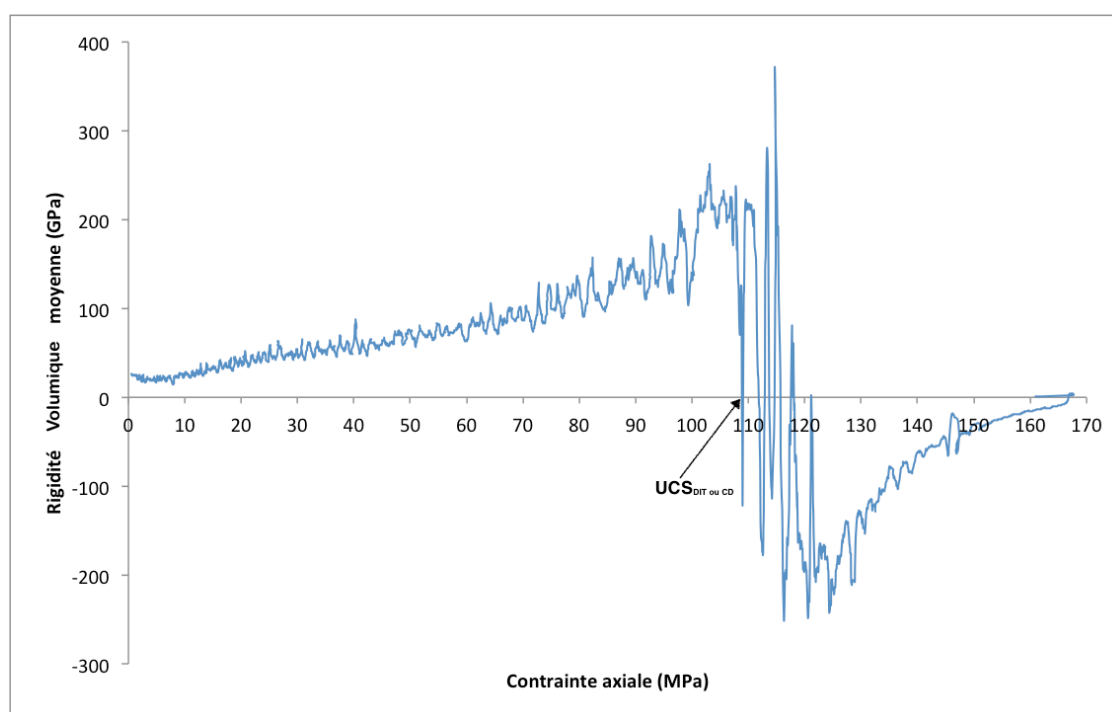


Figure 3.3 : Courbe Rigidité volumique moyenne - Contrainte axiale de l'échantillon de granite 945-U1

Tableau 3.3 : Propriétés mécaniques obtenues des roches testées en laboratoire (d'après Labrie 2003)

N° Échantillon	Distance dans le trou (pi)	Type de roche	Type d'essai	Résistance en tension (MPa)	Pression de confinement (MPa)	UCS ou TCS (MPa)	(UCS ou TCS) DIT (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson
919-B1	919.00	Gabbro	BT	15.3					
919-U1	919.10	Gabbro	UCS		0.0	211.8	128.2	76822	0.377
919-T1	919.37	Gabbro	TCS		10.0	287.3	202.2	89516	0.264
919-T2	919.65	Gabbro	TCS		20.0	360.7	261.3	95454	0.271
			BT	10.9					
945-U1	945.12	Granite	UCS		0.0	167.7	108.9	50424	0.304
945-T1	945.40	Granite	TCS		20.0	383.5	296.9	66029	0.287
945-T2	945.70	Granite	TCS		40.0	575.1	450.7	68786	0.281
945-T3	945.95	Granite	TCS		60.0	646.8	571.2	70791	0.259
1123-B1	1126.29	Grey Granite	BT	10.2					
1123-U1	1126.01	Grey Granite	UCS		0.0	224.4	147.3	51990	0.338
1123-T1	1123.58	Grey Granite	TCS		20.0	323.1	238.7	50877	0.285
1123-T2	1123.93	Grey Granite	TCS		40.0	474.2	396.8	65718	0.255
1123-T3	1125.63	Grey Granite	TCS		60.0	678.3	530.9	66980	0.267
1146-B1	1147.13	Grey Granite	BT	8.3					
1146-B2	1148.42	Grey Granite	BT	14.1					
1146-U1	1148.14	Grey Granite	UCS		0.0	173.4	132.2	39964	0.260
1146-T1	1146.58	Grey Granite	TCS		10.0	215.9	184.6	48587	0.155
1146-T2	1146.86	Grey Granite	TCS		20.0	262.5	195.4	46161	0.239
1146-T3	1147.44	Grey Granite	TCS		40.0	442.7	365.3	64067	0.247
1146-T4	1147.72	Grey Granite	TCS		60.0	492.5	451.5	68217	0.235
1177-B1	1176.93	MTGB-SHR	BT	12.0					
1177-B2	1178.52	MTGB-SHR	BT	14.8					
1177-U1	1177.03	MTGB-SHR	UCS		0.0	213.5	118.7	58150	0.364
1177-U2	1178.63	MTGB-SHR	UCS		0.0	158.6	101.9	46191	0.340
1177-T1	1177.31	MTGB-SHR	TCS		10.0	273.2	202.8	64789	0.258
1177-T2	1177.59	MTGB-SHR	TCS		20.0	305.5	248.0	72895	0.223
1177-T3	1177.87	MTGB-SHR	TCS		40.0	377.3	339.1	76748	0.254
1177-T4	1178.15	MTGB-SHR	TCS		60.0	508.6	420.5	77662	0.271
1179-B1	1180.52	MTGB-SHR	BT	13.1					
1179-U1	1180.25	MTGB-SHR	UCS		0.0	146.0	91.2	41488	0.348
1179-T1	1179.20	MTGB-SHR	TCS		20.0	217.7	20.8	57166	0.182
1179-T2	1179.48	MTGB-SHR	TCS		40.0	291.4	230.5	62004	0.213
1179-T3	1179.97	MTGB-SHR	TCS		60.0	334.3	300.0	54624	0.228
1184-B1	1185.43	MTGB-SHR	BT	7.8					
1184-U1	1185.53	MTGB-SHR	UCS		0.0	99.4	82.7	33845	0.230
1184-T1	1184.00	MTGB-SHR	TCS		10.0	254.5	211.6	55412	0.201
1184-T2	1184.29	MTGB-SHR	TCS		20.0	302.8	237.8	58738	0.228
1184-T3	1184.57	MTGB-SHR	TCS		40.0	405.0	326.2	63709	0.257
1184-T4	1185.82	MTGB-SHR	TCS		60.0	289.0	256.4	51935	0.237

Tableau 3.3 (suite) : Propriétés mécaniques obtenues des roches testées en laboratoire (d'après Labrie 2003)

N° Échantillon	Distance dans le trou (pi)	Type de roche	Type d'essai	Résistance en tension (MPa)	Pression de confinement (MPa)	UCS ou TCS (MPa)	(UCS ou TCS) DIT (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson
1186-B1	1187.07	MTGB-SHR	BT	11.3					
1186-B2	1187.17	MTGB-SHR	BT	10.4					
1186-B3	1188.00	MTGB-SHR	BT	12.4					
1186-U1	1187.44	MTGB-SHR	UCS		0.0	103.8	76.4	31360	0.231
1186-T1	1186.22	MTGB-SHR	TCS		10.0	130.9	114.2	31908	0.174
1186-T2	1186.51	MTGB-SHR	TCS		20.0	182.5	144.0	45075	0.218
1186-T3	1186.79	MTGB-SHR	TCS		40.0	342.0	304.6	71819	0.183
1186-T4	1187.72	MTGB-SHR	TCS		60.0	204.0	198.9	50155	0.166
1434-B1	1434.99	MetaBasalt	BT	18.3					
1434-B2	1435.96	MetaBasalt	BT	20.4					
1434-U1	1435.67	MetaBasalt	UCS		0.0	302.4	214.2	90762	0.319
1434-U2	1436.42	MetaBasalt	UCS		0.0	264.6	187.0	97099	0.280
1434-T1	1434.30	MetaBasalt	TCS		20.0	521.0	342.1	88749	0.248
1434-T2	1434.58	MetaBasalt	TCS		40.0	588.5	473.3	96123	0.204
1434-T3	1435.15	MetaBasalt	TCS		60.0	790.8	679.7	90048	0.233
1452-B1	1453.43	MetaSediment	BT	7.3					
1452-U1	1453.15	MetaSediment	UCS		0.0	82.6	81.7	33461	0.228
1452-T1	1452.07	MetaSediment	TCS		20.0	100.3	85.9	25090	0.183
1452-T2	1452.35	MetaSediment	TCS		40.0	142.4	137.7	30574	0.150
1452-T3	1452.87	MetaSediment	TCS		60.0	200.1	171.7	50248	0.169
1610-B1	1611.22	MetaBasalt	BT	15.8					
1610-B2	1611.60	MetaBasalt	BT	23.7					
1610-U1	1611.32	MetaBasalt	UCS		0.0	268.6	247.8	106933	0.267
1610-U2	1611.70	MetaBasalt	UCS		0.0	96.9	95.2	71047	0.131
1610-T1	1610.11	MetaBasalt	TCS		10.0	353.2	310.4	96117	0.182
1610-T2	1610.39	MetaBasalt	TCS		20.0	457.0	367.9	98172	0.198
1610-T3	1610.67	MetaBasalt	TCS		40.0	649.0	567.3	102455	0.206
1610-T4	1610.95	MetaBasalt	TCS		60.0	642.0	627.1	104367	0.202
1891-B1	1891.06	RhyoDacite	BT	14.4					
1891-U1	1891.15	RhyoDacite	UCS		0.0	258.6	202.4	68076	0.297
1891-T1	1891.42	RhyoDacite	TCS		10.0	424.9	291.6	72144	0.286
1891-T2	1891.70	RhyoDacite	TCS		20.0	552.3	382.4	74242	0.313
1946-B1	1946.24	Rhyolite	BT	11.9					
1946-B2	1948.19	Rhyolite	BT	13.9					
1947-U1	1946.34	Rhyolite	UCS		0.0	120.1	75.9	45813	0.348
1947-U2	1948.29	Rhyolite	UCS		0.0	59.4	41.0	23674	0.293
1947-T1	1947.07	Rhyolite	TCS		10.0	152.1	133.8	41587	0.176
1947-T2	1947.35	Rhyolite	TCS		20.0	175.7	125.2	42602	0.219
1947-T3	1947.63	Rhyolite	TCS		40.0	185.0	144.8	48690	0.203
1947-T4	1947.91	Rhyolite	TCS		60.0	230.2	176.2	49898	0.201



Le granite 945 n'a pas été testé en essai brésilien, la valeur de la résistance en tension utilisée (10.9 MPa) a été obtenue à partir de la moyenne de Grey Granite 1123 (10.2 MPa) et Grey Granite 1146 (8.3 et 14.1 MPa). On remarque aussi que l'essai en compression triaxiale réalisé avec une pression de confinement de 60 MPa donne une résistance ultime inférieure à celle obtenue avec une pression de confinement de 40 MPa pour le MTGB-SHR 1184 et 1186, et pour le MetaBasalt 1610. Normalement, la résistance ultime augmente lorsque la pression de confinement est aussi augmentée dans un essai de compression triaxiale.

### 3.3 Détermination des paramètres du critère de rupture $MSDP_u$

À partir des propriétés mécaniques de différentes roches présentées au Tableau 3.3, les courbes du critère  $MSDP_u$  ont été déterminées en utilisant les équations 2.12 à 2.18. Notons qu'une valeur du paramètre  $b = 0.75$  a été utilisée pour tous les types de roches, et aussi un rapport similaire à  $(\sigma_{c\ DIT} / \sigma_c)$  a été utilisé pour déterminer la résistance en tension correspondant au seuil de l'initiation des dommages ( $\sigma_{t\ DIT}$ ) étant donné que les déformations n'ont pas été mesurées lors des essais brésiliens. Les paramètres du modèle  $MSDP_u$  (la résistance en compression  $\sigma_c$ , la résistance en tension  $\sigma_t$  et l'angle de friction  $\phi$ ) obtenus de ces essais en laboratoire pour chaque type des roches ont été calculés par la méthode suggérée par (Li et al., 2000).

Cette méthode consiste à trouver les paramètres qui minimisent la somme :

$$\sum (\sqrt{J_2}_{experimental} - \sqrt{J_2}_{calculé})^2.$$

Les Figures 3.4 à 3.16 présentent les courbes du critère  $MSDP_u$  pour différentes roches et profondeurs analysées et le Tableau 3.4 présente les paramètres du modèle associés à ces courbes.

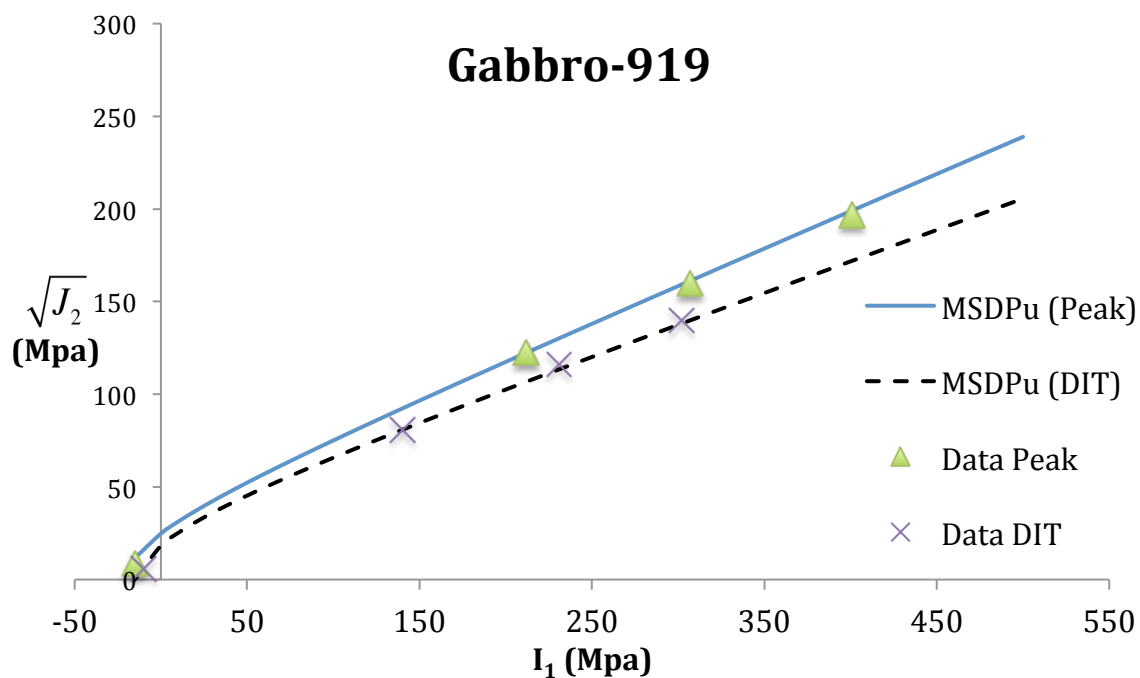


Figure 3.4 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du Gabbro-919

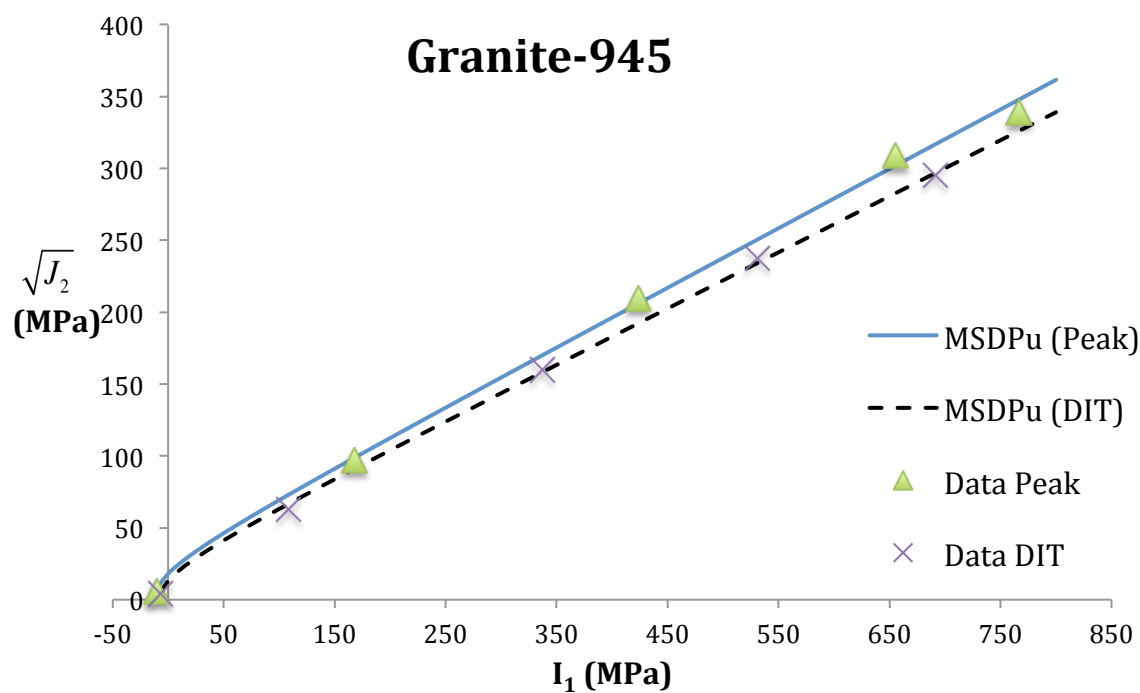


Figure 3.5 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du Granite-945

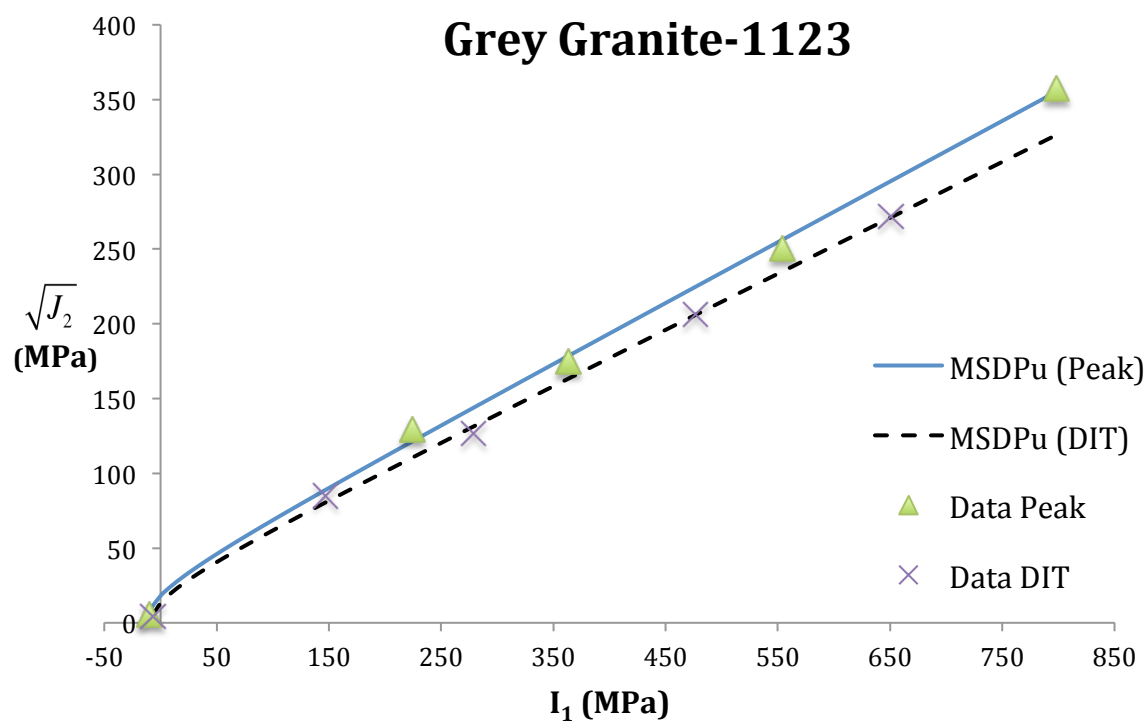


Figure 3.6 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes  $MSDP_u$  du Grey Granite-1123

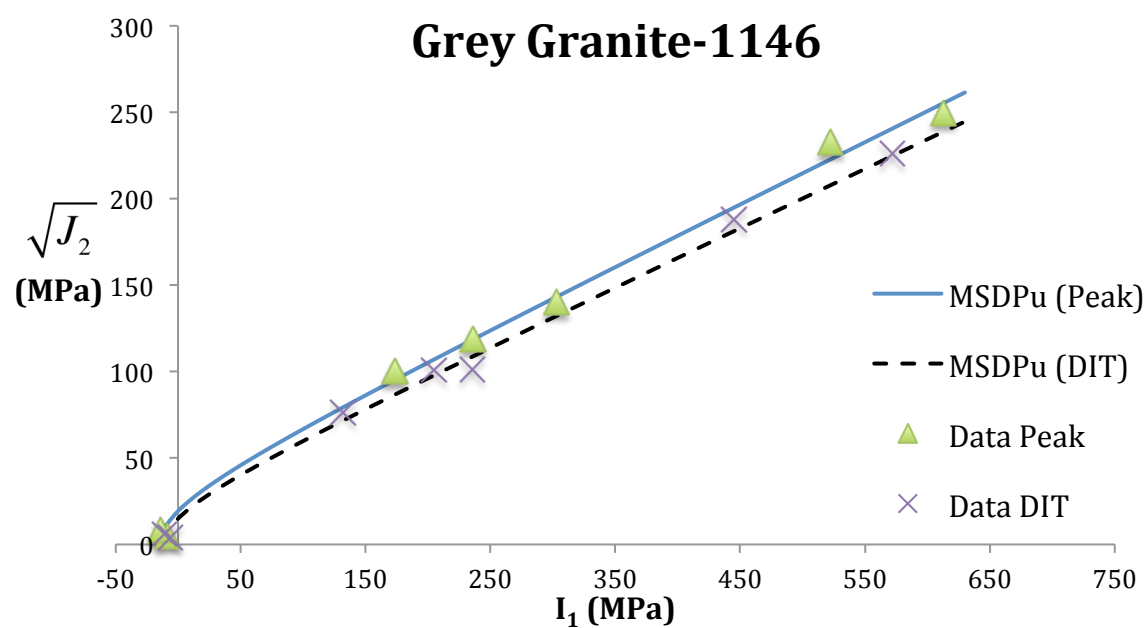


Figure 3.7 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes  $MSDP_u$  du Grey Granite-1146

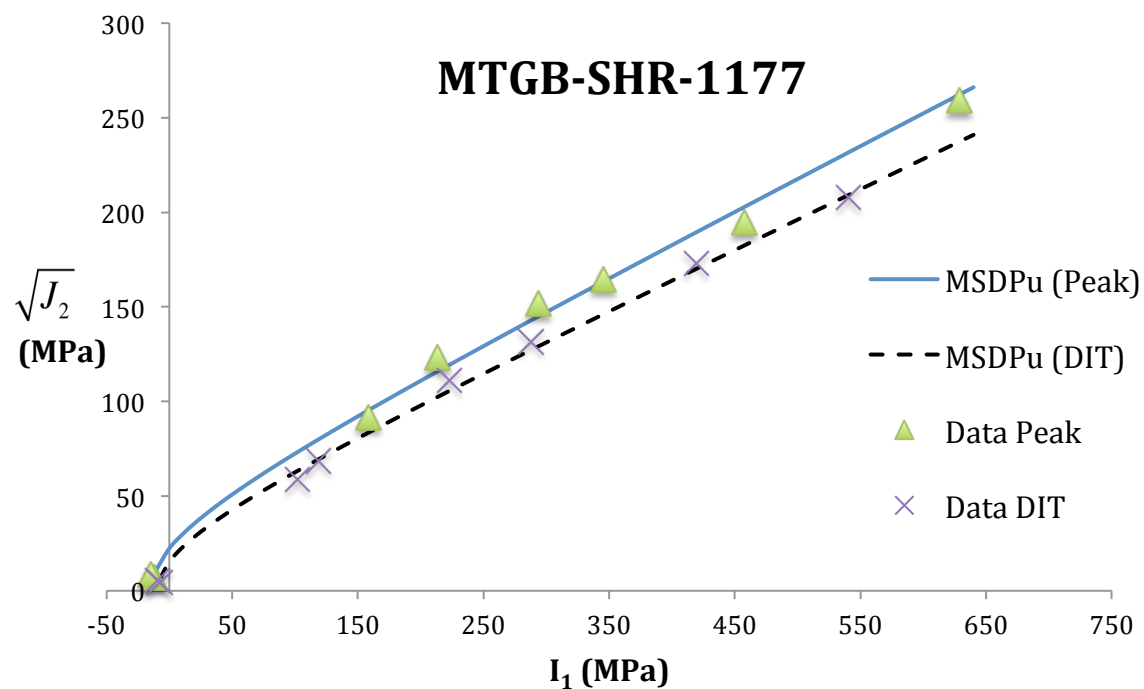


Figure 3.8 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes  $MSDP_u$  du MTGB-SHR-1177

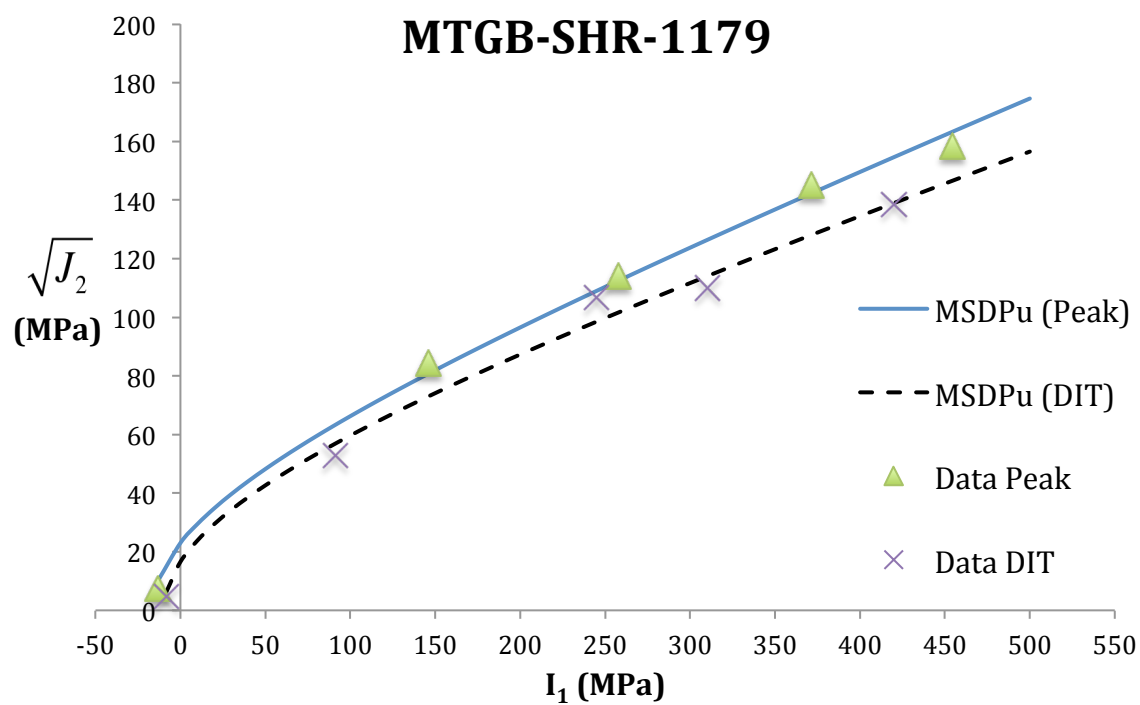


Figure 3.9 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes  $MSDP_u$  du MTGB-SHR-1179

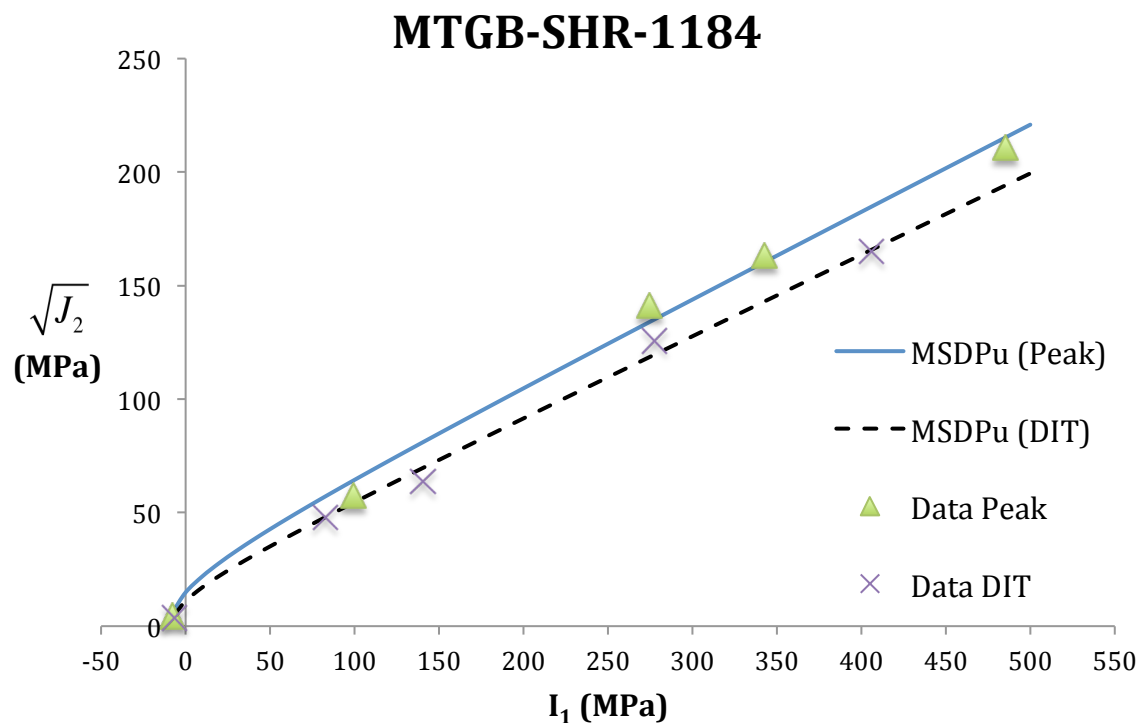


Figure 3.10 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDP<sub>u</sub> du MTGB-SHR-1184

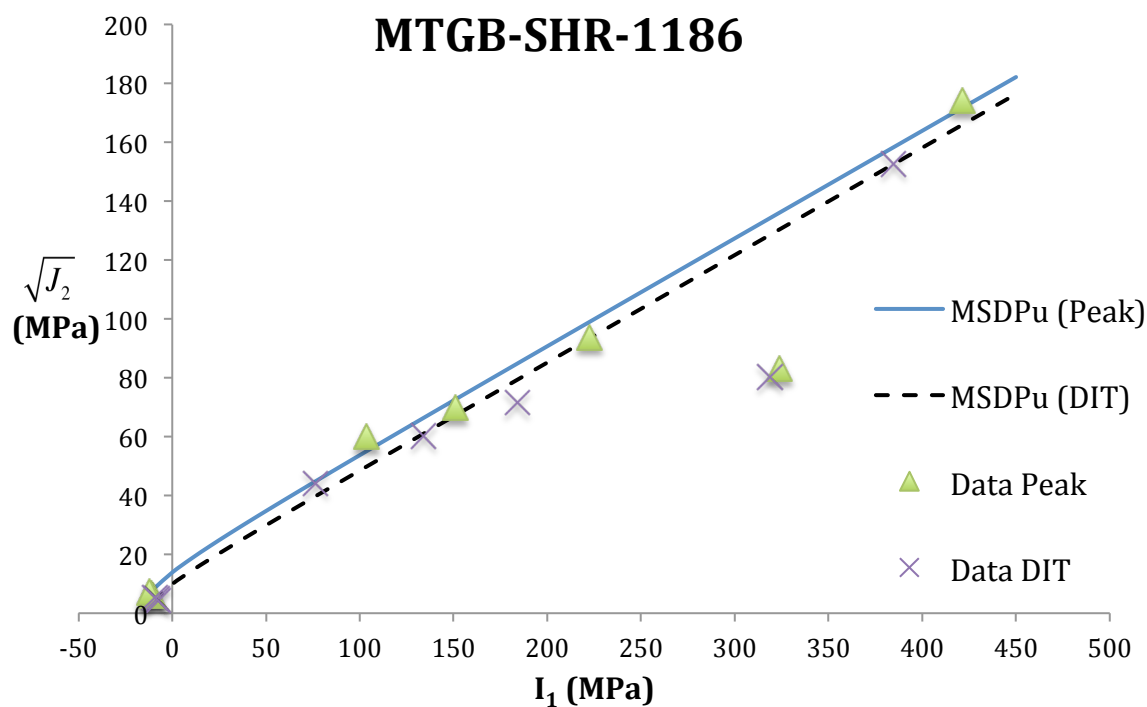


Figure 3.11 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDP<sub>u</sub> du MTGB-SHR-1186

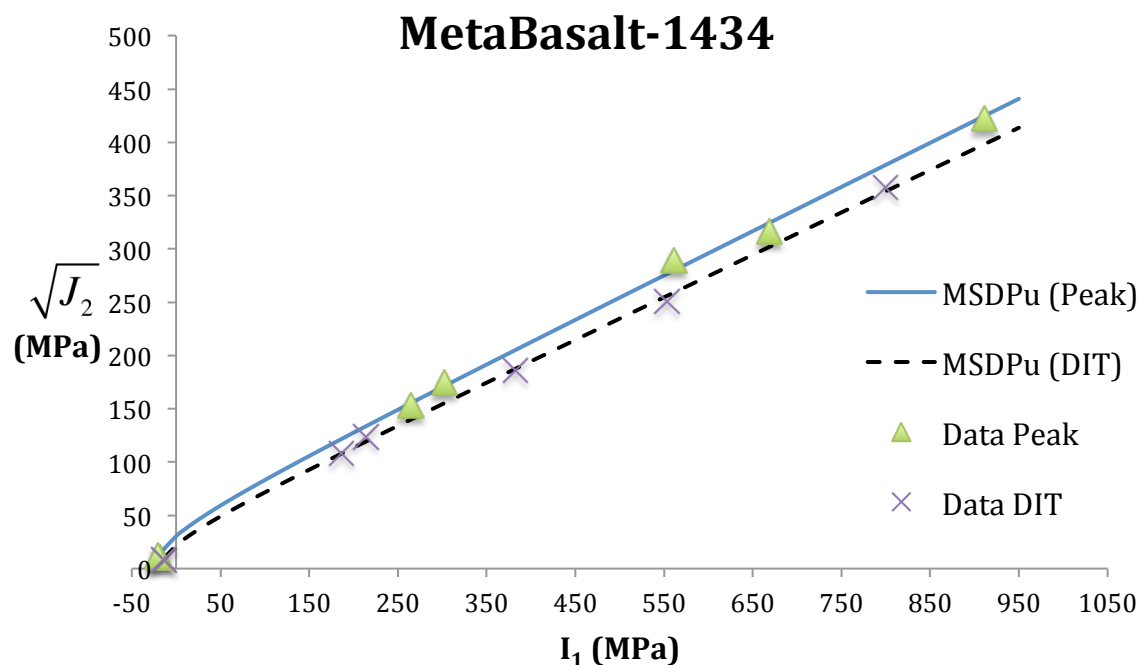


Figure 3.12 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du MetaBasalt-1434

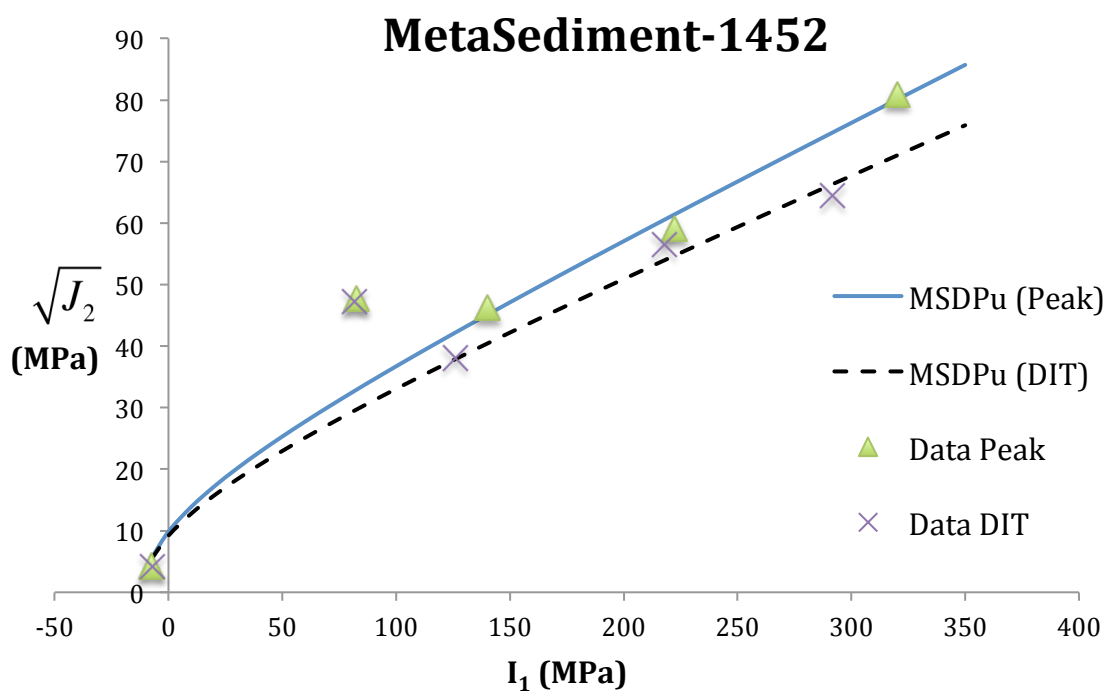


Figure 3.13 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du MetaSediment-1452

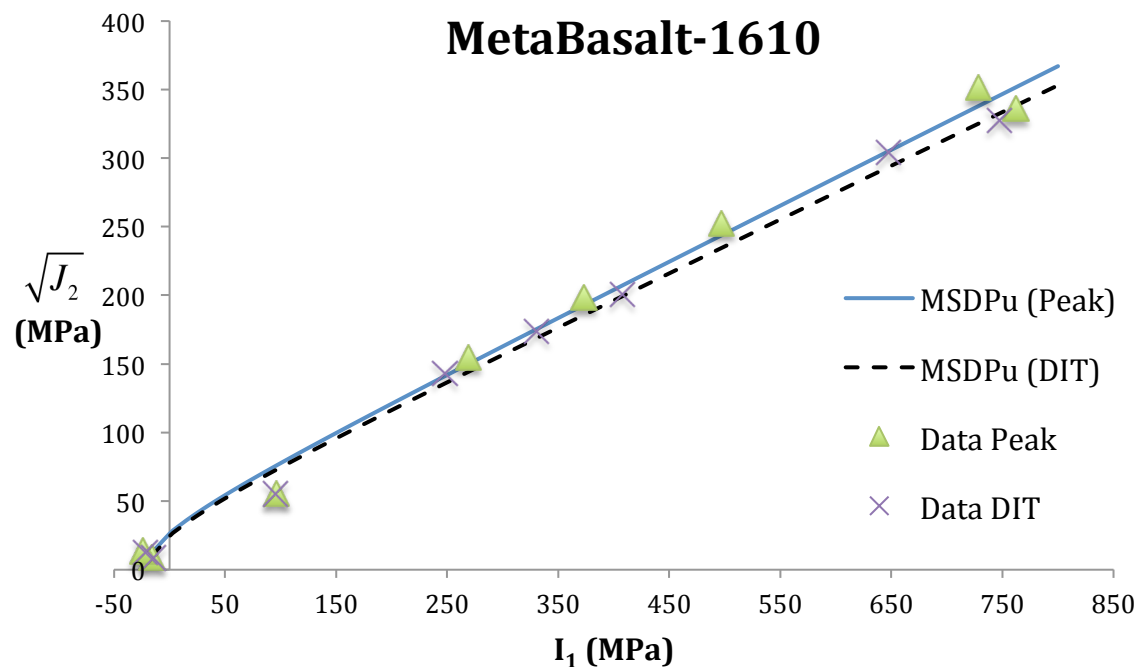


Figure 3.14 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du MetaBasalt-1610

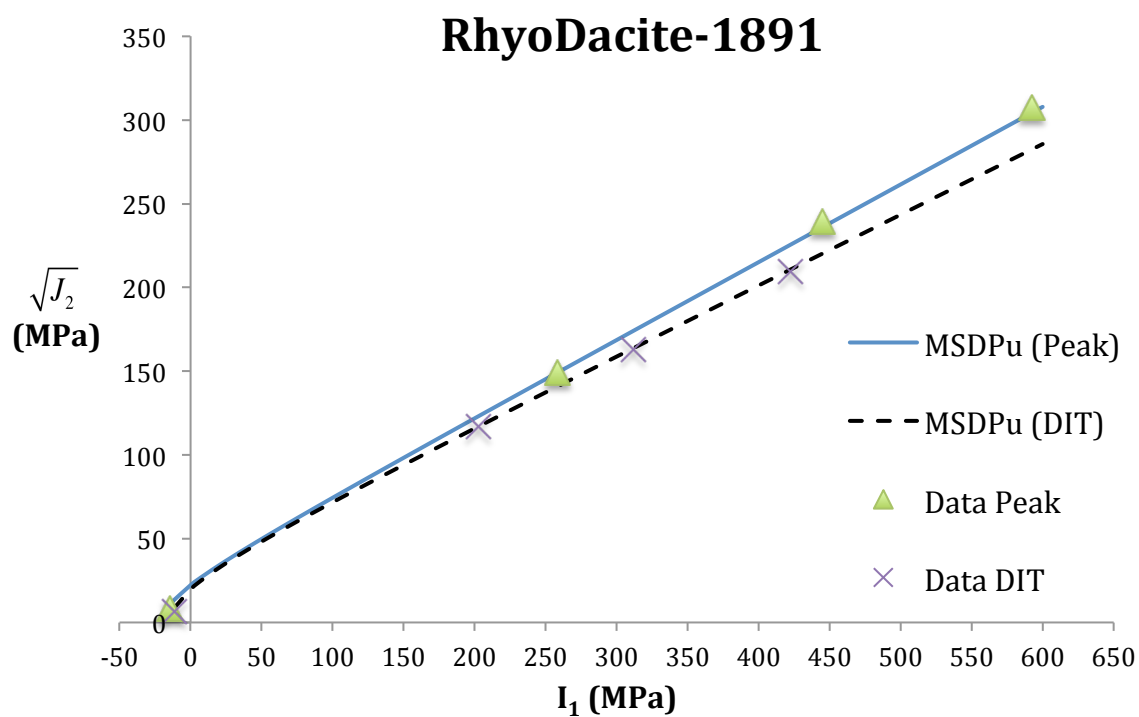


Figure 3.15 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu du MetaBasalt-1610

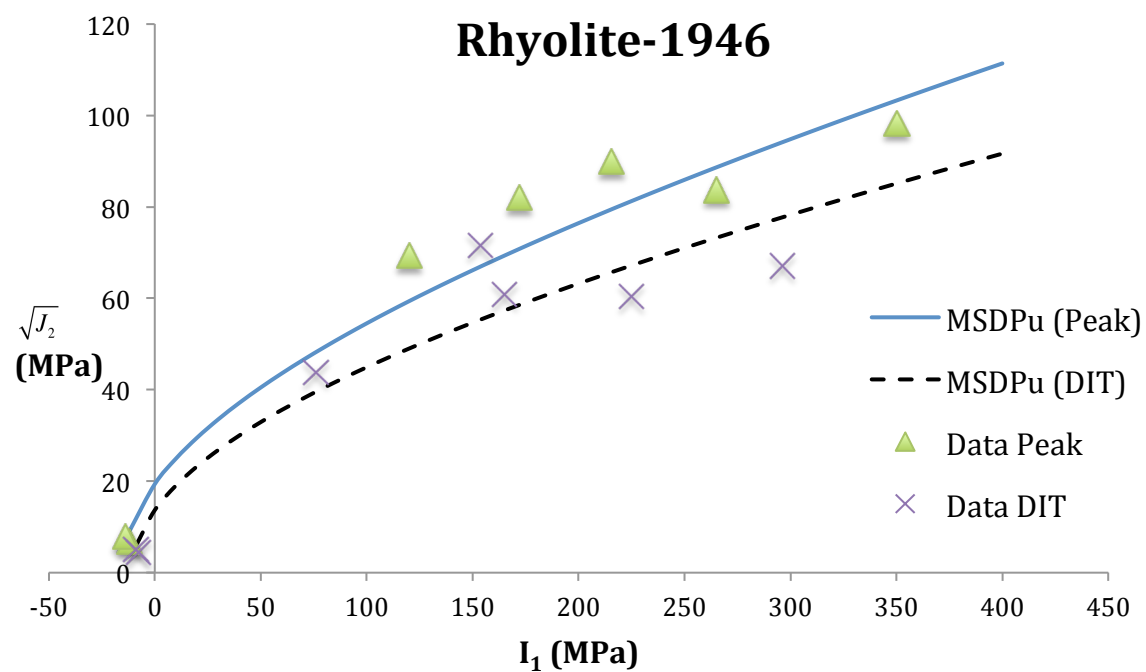


Figure 3.16 : Résultats des essais en laboratoire et les courbes MSDPu de la Rhyolite-1946



Tableau 3.3 : Paramètres du modèle MSDP<sub>u</sub> obtenus des essais en laboratoire

Type de roche	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\emptyset$ (°)	$\sigma_{c\ DIT}$	$\sigma_{t\ DIT}$	$\emptyset_{DIT}$	$\sigma_{c\ DIT}/\sigma_c$
		(MPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(°)	
Gabbro-919	212	15	50	140	10	42	0.66
Granite-945	180	10.2	52	133	6.6	49	0.74
Grey Granite-1123	173	10.2	51	123	6.7	47	0.71
Grey Granite-1146	148	11.2	45	110	8.5	43	0.74
MTGB-SHR-1177	178	12	43	123	7.7	40	0.83
MTGB-SHR-1179	133	13.1	30	107	8.2	26	0.69
MTGB-SHR-1184	140	7.8	48	84	6.5	45	0.6
MTGB-SHR-1186	80	10.4	46	55	7.7	46	0.69
MetaBasalt-1434	281	18.3	52	188	12.9	50	0.67
MetaSediment-1452	39	7.3	24	33	7.2	21	0.92
MetaBasalt-1610	235	15.8	51	205	14.6	49	0.87
RhyoDacite-1891	258.6	14.4	59	202.4	11.3	53	0.78
Rhyolite-1946	90	11.9	16	63	8.3	12	0.7

La dernière colonne de Tableau 3.4 montre que la résistance à long terme des échantillons testés en laboratoire varie entre 0.6 et 0.9 fois la résistance à court terme. Ce qui correspond à la plage de variation déterminée dans la littérature (Aubertin et Simon, 1997).

## CHAPITRE 4 CALCUL DE $\sigma_H$ ET PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Ce chapitre du mémoire inclut les trois cas idéalisés étudiés dans ce projet, la validation numérique de l'approche mathématique utilisée pour les trous qui ont un axe non parallèle à la direction de l'une des contraintes principales et l'application avec des données réelles.

### 4.1 Cas idéalisés

Trois cas idéalisés ont été étudiés. Le premier cas concerne un trou qui a un axe parallèle à la direction de l'une des contraintes principales, le deuxième cas s'applique à un trou qui a un axe incliné et perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales et le dernier cas porte sur un trou d'orientation quelconque.

Les résultats des mesures des contraintes principales réalisées par Arjang et Herget (1997) dans le Bouclier canadien ont été utilisés pour idéaliser un trou de forage à une profondeur donnée dans une roche dont les propriétés mécaniques sont connues. Connaissant le tenseur de contrainte à cette profondeur, les propriétés mécaniques de la roche et utilisant l'approche théorique et équations tel que décrit dans la section 2.3.2 de ce mémoire, on a calculé la portée angulaire de la zone d'écaillage qui devrait être observée à la paroi du trou à cette profondeur.

Les contraintes principales dans le Bouclier canadien peuvent être calculées par les expressions suivantes (Arjang et Herget, 1997) :

$$\begin{cases} \sigma_v = 0.027 \text{ MPa} / m \\ \sigma_h = 1.1 \text{ à } 2\sigma_v \\ \sigma_H = 2.1 \text{ à } 2.2\sigma_v \end{cases}$$

#### 4.1.1 Cas d'un trou dont l'axe est parallèle à la direction de l'une des contraintes principales

Pour ce cas, considérons un trou horizontal foré dans une roche élastique linéaire, isotrope, homogène et située dans le Bouclier canadien. Supposons que cette roche a les mêmes propriétés mécaniques que le Grey granite-1146 présenté au Tableau 3.4 et que ce trou est foré à 2614 m de profondeur parallèlement à la direction de la contrainte principale horizontale minimale  $\sigma_h$ . À cette profondeur la valeur de la contrainte principale verticale serait de  $2614 \text{ m} \times 0.027 \text{ MPa/m} =$

70.6 MPa, la valeur de la contrainte principale horizontale minimale (1.1 à  $2\sigma_V$ ) serait comprise entre 77.6 MPa et 141.2 MPa et la valeur de la contrainte horizontale maximale (2.1 à  $2.2\sigma_V$ ) serait comprise entre 148 MPa et 155 MPa (Arjang et Herget, 1997). Le trou étant horizontal, on aura :  $\sigma_X = \sigma_H$ ,  $\sigma_Y = \sigma_V$ ,  $\sigma_Z = \sigma_h$  et  $\tau_{YZ} = \tau_{XZ} = \tau_{XY} = 0$ . Les contraintes induites à la paroi du trou de forage sont obtenues en posant  $r = R$  dans les équations 2.27 à 2.32 qui deviennent :

$$\sigma_r = 0 \quad (4.1)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_H + \sigma_V - 2(\sigma_H - \sigma_V) \cos 2\theta \quad (4.2)$$

$$\sigma_z = \sigma_h - 2\nu(\sigma_H - \sigma_V) \cos 2\theta \quad (4.3)$$

$$\tau_{\theta z} = \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0 \quad (4.4)$$

En utilisant les équations 2.10 à 2.16, 2.33 et 4.1 à 4.4, le coefficient de Poisson et les paramètres de la courbe du critère MSDP<sub>u</sub> (voir Tableau 3.4), les valeurs de  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$  et  $\sigma_H$ , on obtient une équation avec une inconnue ( $\theta_b$ ) :

$$\sqrt{J_2(\theta_b)} = F_0(\theta_b) \cdot F_\pi(\theta_b)$$

La portée angulaire ( $\theta_b$ ) qui devrait être observée dans le trou horizontal peut être calculée à l'aide d'Excel. Notons que la valeur recherchée est celle qui donne un facteur de sécurité égal à l'unité (FS = 1.0). Les résultats trouvés sont présentés dans le Tableau 4.1 ci-dessous. Les détails des calculs sont présentés dans l'Annexe B.

Tableau 4.1 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou dont l'axe est parallèle à la direction de  $\sigma_h$

Azimut ( $^{\circ}$ )	0
Pendage ( $^{\circ}$ )	0
Roche	Grey Granite -1146
Coefficient de Poisson	0.338
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{c\ DIT}$ (MPa)	110
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{t\ DIT}$ (MPa)	8.539
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\phi_{DIT}$ ( $^{\circ}$ )	43
Profondeur du trou (m)	2614
$\sigma_V = \sigma_Y$ (MPa)	70.6
$\sigma_h = \sigma_Z$ (MPa)	77.6 à 141.2
$\sigma_H = \sigma_X$ (MPa)	148 à 155
Portée angulaire $\theta_b$ ( $^{\circ}$ )	18 à 53

Les résultats présentés dans le Tableau 4.1 nous renseignent que si un trou horizontal est foré à cette profondeur dans une roche ayant les caractéristiques mécaniques présentées, la zone d'écaillage à la paroi de ce trou devrait avoir une portée angulaire variant entre 18° et 53°.

### 4.1.2 Cas d'un trou incliné dont l'axe est perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales

Considérons la même profondeur et la même roche que le cas précédent, mais, au lieu de forer un trou horizontal, on incline l'axe du trou d'un pendage de  $30^\circ$  et on le laisse perpendiculaire à la direction de la contrainte principale horizontale maximale  $\sigma_H$ . La Figure 4.1 illustre les contraintes qui agissent à la paroi du trou.

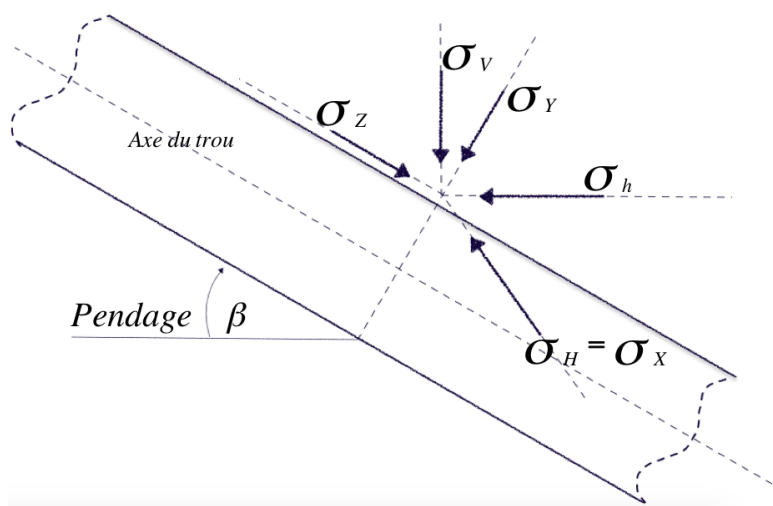


Figure 4.1 : Contraintes agissant à la paroi du trou (adapté de Simon et Labrie, 2012)

À cette profondeur, le tenseur des contraintes principales ne change pas (le même que dans le cas précédent). Les contraintes induites à la paroi de ce trou de forage sont obtenues en posant  $r = R$  dans les équations 2.27 à 2.32 qui deviennent :

$$\sigma_r = 0 \quad (4.5)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_x + \sigma_y - 2(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\tau_{xy} \sin 2\theta \quad (4.6)$$

$$\sigma_z = \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy} \sin 2\theta \quad (4.7)$$

$$\tau_{\theta z} = 2(\tau_{YZ} \cos \theta - \tau_{XY} \sin \theta) \quad (4.8)$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0 \quad (4.9)$$

Ici  $\sigma_X$  a une direction perpendiculaire à l'axe du trou et égale à  $\sigma_H$ , et ainsi  $\tau_{XY} = \tau_{XZ} = 0$ . Les autres composantes du tenseur de contrainte ont été obtenues en utilisant les équations suivantes (Simon et Labrie, 2012) :

$$\sigma_Y = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta \quad (4.10)$$

$$\sigma_Z = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta \quad (4.11)$$

$$\tau_{YZ} = - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \sin 2\beta \quad (4.12)$$

Avec  $\beta$ , le pendage du trou.

En utilisant les équations 2.10 à 2.16, 2.33 et 4.5 à 4.12, le coefficient de Poisson, les paramètres de la courbe du critère MSDP<sub>u</sub>, les valeurs de  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$  et  $\sigma_H$ , on obtient une équation avec une inconnue ( $\theta_b$ ) :

$$\sqrt{J_2(\theta_b)} = F_0(\theta_b) \cdot F_\pi(\theta_b)$$

La portée angulaire ( $\theta_b$ ) qui devrait être observée dans ce trou peut être calculée à l'aide d'Excel. La valeur recherchée est celle qui donne un facteur de sécurité égal à l'unité (FS = 1.0). Les résultats trouvés sont présentés dans le Tableau 4.2. Les détails des calculs sont présentés dans l'Annexe C.

Tableau 4.2 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou dont l'axe est incliné (pendage = 30°) et perpendiculaire à la direction de  $\sigma_H$

Azimut (°)	0
Pendage (°)	30
Roche	Grey Granite -1146
Coefficient de Poisson	0.338
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{c\ DIT}$ (MPa)	110
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{t\ DIT}$ (MPa)	8.539
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\varphi_{DIT}$ (°)	43
Profondeur du trou (m)	2614
$\sigma_V$ (MPa)	70.6
$\sigma_h$ (MPa)	77.6 à 141.2
$\sigma_H = \sigma_X$ (MPa)	148 à 155
$\sigma_Z$ (MPa)	75.85 à 123.55
$\sigma_Y$ (MPa)	72.35 à 88.25
$\tau_{XY}$ (MPa)	0
$\tau_{ZX}$ (MPa)	0
$\tau_{YZ}$ (MPa)	-3.03 à -30.57
Portée angulaire $\theta_b$ (°)	30 à 56

Les résultats présentés dans le Tableau 4.2 nous renseignent que si un trou incliné (pendage = 30°) dont l'axe est perpendiculaire à la direction de la contrainte principale horizontale maximale est foré à cette profondeur sur une roche ayant les caractéristiques mécaniques présentées, la zone d'écaillages à la paroi de ce trou devrait avoir une portée angulaire variant entre 30° et 56°.

### 4.1.3 Cas d'un trou ayant un axe d'orientation quelconque

Pour ce cas, considérons un trou d'orientation quelconque foré dans une roche élastique linéaire, isotrope et homogène ayant une direction (azimut)  $\alpha_N$  et un pendage (dip)  $\beta$ . Notons que la direction est mesurée à partir du Nord et dans le sens horaire tandis que le pendage est mesuré à partir du plan horizontal, dans le sens trigonométrique (voir la Figure 4.2).

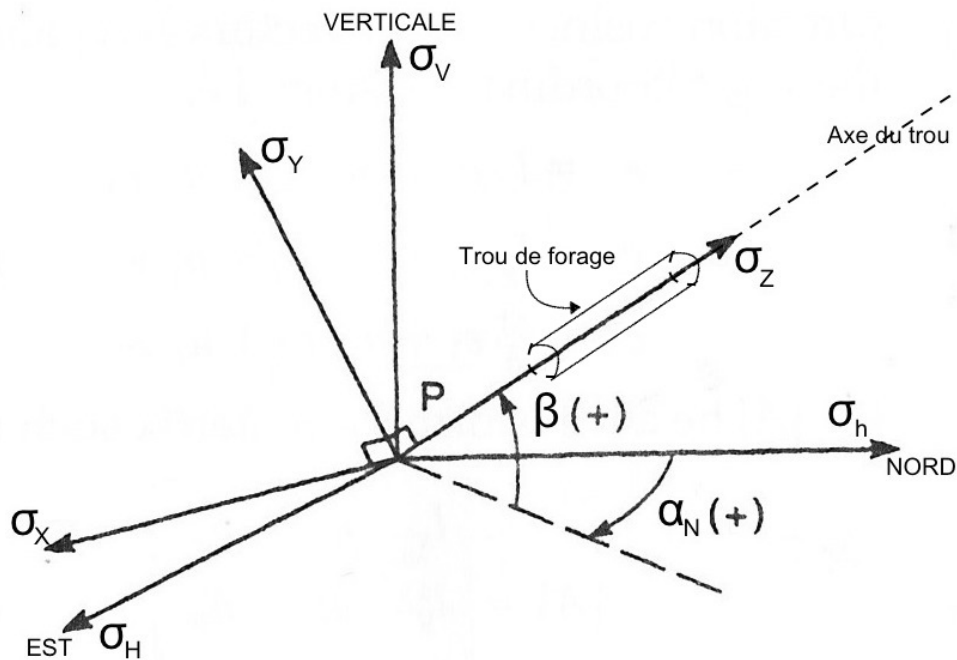


Figure 4.2 : Système d'axes pour l'orientation du trou quelconque (adapté de Amadei et Stephansson, 1997)

En observant la Figure 4.2, le tenseur des contraintes principales au point P peut être exprimé selon n'importe quelle orientation connaissant la direction  $\alpha_N$  et le pendage  $\beta$  de cette dernière. En supposant A, la matrice des composantes du tenseur des contraintes principales in situ, B la matrice du même tenseur des contraintes principales, mais selon l'orientation de direction  $\alpha_N$  et de pendage  $\beta$ . La matrice B peut être obtenue par l'expression suivante (Amadei et Stephansson, 1997) :



$$B = T * A * T^{-1} \quad (4.13)$$

Dans cette expression la matrice T est la matrice de transformation. Les trois matrices sont :

$$A = \begin{bmatrix} \sigma_h & \tau_{hV} & \tau_{hH} \\ \tau_{hV} & \sigma_V & \tau_{VH} \\ \tau_{hH} & \tau_{VH} & \sigma_H \end{bmatrix}$$

$$B = \begin{bmatrix} \sigma_Z & \tau_{ZY} & \tau_{ZX} \\ \tau_{ZY} & \sigma_Y & \tau_{YX} \\ \tau_{ZX} & \tau_{YX} & \sigma_X \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} l_a & m_a & n_a \\ l_b & m_b & n_b \\ l_c & m_c & n_c \end{bmatrix}$$

Étant donné que le système d'axe est orthogonal, l'inverse de la matrice T est égale à sa transposée d'où :

$$T^{-1} = \begin{bmatrix} l_a & l_b & l_c \\ m_a & m_b & m_c \\ n_a & n_b & n_c \end{bmatrix}$$

Avec :

$$l_a = \cos \beta \cos \alpha_N \quad l_b = -\sin \beta \cos \alpha_N \quad l_c = -\sin \alpha_N$$

$$m_a = \sin \beta \quad m_b = \cos \beta \quad m_c = 0$$

$$n_a = \cos \beta \sin \alpha_N \quad n_b = -\sin \beta \sin \alpha_N \quad n_c = \cos \alpha_N$$

En utilisant les matrices (6 x 1) on obtient :

$$\begin{bmatrix} \sigma_Z \\ \sigma_Y \\ \sigma_X \\ \tau_{YX} \\ \tau_{ZX} \\ \tau_{ZY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l_a^2 & m_a^2 & n_a^2 & 2m_a n_a & 2n_a l_a & 2l_a m_a \\ l_b^2 & m_b^2 & n_b^2 & 2m_b n_b & 2n_b l_b & 2l_b m_b \\ l_c^2 & m_c^2 & n_c^2 & 2m_c n_c & 2n_c l_c & 2l_c m_c \\ l_b l_c & m_b m_c & n_b n_c & m_b n_c + m_c n_b & n_b l_c + n_c l_b & l_b m_c + l_c m_b \\ l_c l_a & m_c m_a & n_c n_a & m_a n_c + m_c n_a & n_a l_c + n_c l_a & l_a m_c + l_c m_a \\ l_a l_b & m_a m_b & n_a n_b & m_a n_b + m_b n_a & n_a l_b + n_b l_a & l_a m_b + l_b m_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_H \\ \tau_{vH} \\ \tau_{hH} \\ \tau_{hV} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

Cette expression donne le système d'équations (4.14) des six composantes ( $\sigma_Z$ ,  $\sigma_Y$ ,  $\sigma_X$ ,  $\tau_{YX}$ ,  $\tau_{ZX}$ ,  $\tau_{ZY}$ ) du tenseur des contraintes principales in situ selon l'orientation de direction  $\alpha_N$  et de pendage  $\beta$  d'un trou quelconque. Notons ici que  $\sigma_Y$  et  $\sigma_X$  sont respectivement la contrainte minimale et maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou de forage.

Comme pour le cas d'un trou incliné analysé dans la section 4.1.2 de ce mémoire, à partir du système d'équations (4.14) des composantes parallèles et perpendiculaires à l'axe du trou (avec leurs composantes de cisaillement), des équations pour le critère MSDP<sub>u</sub> (2.10 à 2.16), des équations pour les contraintes induites à la paroi du trou de forage (4.5 à 4.9) et celle du facteur de sécurité (2.33), connaissant  $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$ , les paramètres du critère de rupture MSDP<sub>u</sub> de la roche ( $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$  et  $\emptyset$ ), le coefficient de Poisson  $\nu$  et la portée angulaire de la zone d'écaillages  $\theta_b$ , la contrainte  $\sigma_H$  peut être calculée à l'aide d'Excel. Le calcul se fait en exprimant toutes ces équations en fonction de  $\sigma_H$ . En faisant varier la valeur de  $\sigma_H$ , la valeur recherchée est celle qui donne un facteur de sécurité égal à l'unité (FS = 1.0).

Pour illustrer ce cas, considérons le cas idéalisé d'un trou d'orientation quelconque (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ) qui est foré à la même profondeur et dans la même roche que les deux cas étudiés dans les sections 4.1.1 et 4.1.2 de ce mémoire. De la même façon, à cette profondeur, le tenseur des contraintes principales ne change pas (le même que dans les deux cas précédents). Connaissant le tenseur des contraintes principales et l'orientation du trou (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ), les composantes du tenseur des contraintes principales dans les directions parallèle et perpendiculaire à l'axe du trou peuvent calculées avec le système d'équations (4.14).

Ce qui permet d'obtenir une composante parallèle à l'axe du trou  $\sigma_Z$  variant entre 80.7 MPa et 108.4 MPa, une composante minimale perpendiculaire à l'axe du trou  $\sigma_Y$  variant entre 80 MPa et 105.9 MPa, une composante maximale perpendiculaire à l'axe du trou  $\sigma_X$  variant entre 135.4 MPa et 152.5 MPa, les composantes de cisaillement  $\tau_{YX}$  variant entre -3.7 MPa et -18.7 MPa,  $\tau_{ZX}$  variant entre 3.8 MPa et 19.4 MPa et  $\tau_{ZY}$  variant entre -9.8 MPa et -36.5 MPa. De la même façon comme dans le cas précédent, l'utilisation des équations 2.10 à 2.16, 2.33 et 4.5 à 4.9, du coefficient de Poisson, des paramètres de la courbe du critère MSDP<sub>u</sub>, permet d'obtenir une équation avec une inconnue ( $\theta_b$ ) :

$$\sqrt{J_2(\theta_b)} = F_0(\theta_b) \cdot F_\pi(\theta_b)$$

La portée angulaire ( $\theta_b$ ) qui devrait être observée à la paroi de ce trou à cette profondeur peut être calculée à l'aide d'Excel. Rappelons que la valeur recherchée est celle qui donne un facteur de sécurité égal à l'unité (FS = 1.0). Les résultats trouvés sont présentés dans le Tableau 4.3. Les détails des calculs sont présentés dans l'Annexe D.

Les résultats présentés dans le Tableau 4.3 nous renseignent que si un trou d'orientation quelconque (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ) est foré à cette profondeur sur une roche ayant les caractéristiques mécaniques présentées, la zone d'écaillages à la paroi de ce trou devrait avoir une portée angulaire variant entre  $44^\circ$  et  $80^\circ$ .

#### 4.1.4 Conclusion des cas idéalisés étudiés

Les cas idéalisés étudiés montrent que l'orientation du trou de forage influence grandement la taille des zones d'écaillage. Les résultats obtenus des cas étudiés démontrent que pour les mêmes conditions de terrain (état des contraintes en place et type de roche), si le trou foré est horizontal (direction  $\alpha_N = 0^\circ$  et pendage  $\beta = 0^\circ$ ), on observe une zone d'écaillage avec une portée angulaire variant entre  $18^\circ$  et  $53^\circ$ . Si au lieu d'être horizontal, le trou est incliné de  $30^\circ$  (direction  $\alpha_N = 0^\circ$  et pendage  $\beta = 30^\circ$ ), la portée angulaire de la zone d'écaillage augmente et sa valeur varie entre  $30^\circ$  et  $56^\circ$ . Si l'inclinaison du trou est augmentée jusqu'à  $44^\circ$  et en plus, son axe est

tourné de  $25^\circ$  (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ), la portée de la zone d'écaillage augmente davantage et varie entre  $44^\circ$  et  $80^\circ$ .

Tableau 4.3 : Résultats des calculs pour le cas idéalisé d'un trou d'orientation quelconque

Azimut ( $^\circ$ )	25
Pendage ( $^\circ$ )	44
Roche	Grey Granite -1146
Coefficient de Poisson	0.338
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{c\ DIT}$ (MPa)	110
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\sigma_{t\ DIT}$ (MPa)	8.539
Paramètre MSDP <sub>u</sub> $\varphi_{DIT}$ ( $^\circ$ )	43
Profondeur du trou (m)	2614
$\sigma_V$ (MPa)	70.6
$\sigma_h$ (MPa)	77.6 à 141.2
$\sigma_H$ (MPa)	148 à 155
$\sigma_Z$ (MPa)	80.7 à 108.4
$\sigma_Y$ (MPa)	80 à 105.9
$\sigma_X$ (MPa)	135.4 à 152.5
$\tau_{XY}$ (MPa)	-3.7 à -18.7
$\tau_{ZX}$ (MPa)	3.8 à 19.4
$\tau_{YZ}$ (MPa)	-9.78 à -36.5
Portée angulaire $\theta_b$ ( $^\circ$ )	44 à 80

## 4.2 Validation des calculs par la modélisation numérique

### 4.2.1 But et méthodologie

La solution analytique utilisée pour le calcul de la contrainte a été développée au départ pour le trou ayant l'axe parallèle à une contrainte principale. Une approche mathématique a été utilisée pour tenir compte des trous qui ont un axe non parallèle à une contrainte principale. Le but de la modélisation numérique dans ce projet est de valider cette approche mathématique. Le logiciel utilisé pour cette modélisation numérique est FLAC<sup>3D</sup>.

La méthodologie utilisée consiste à générer un trou de forage dans une portion de massif rocheux soumis à un tenseur des contraintes sous un comportement élastique. À la fin du calcul, lorsque l'équilibre est à nouveau atteint dans le modèle, le nouvel état des contraintes induites autour du trou de forage suivant une direction ou un point donné sera exporté et traité dans le logiciel Excel. Les résultats obtenus seront par la suite comparés avec ceux de la solution analytique.

La modélisation sera divisée en trois parties. La première partie concerne le trou de forage dont l'axe est parallèle à une contrainte principale. Nous savons que ce cas fonctionne puisque la solution analytique utilisée a été développée pour le trou circulaire avec un axe parallèle à une contrainte principale, ce cas va être utilisé pour valider le modèle (la taille du modèle et la densité de son maillage). La deuxième partie traite le trou de forage incliné dont l'axe est perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales et la dernière portera sur le trou de forage dont l'axe a une orientation quelconque. Ces deux derniers cas vont valider l'approche mathématique utilisée telle que mentionnée plus haut.

### 4.2.2 Présentation de FLAC<sup>3D</sup>

Développé par Itasca Consulting Group, le logiciel FLAC<sup>3D</sup> qui signifie 'Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions' est un logiciel 3D explicite de différences finies. Parmi ses nombreux avantages, il y a le fait qu'il ne nécessite pas la création des matrices de rigidité, ce qui lui permet de réduire la quantité de mémoire et le temps requis pour effectuer un calcul. Aussi, ce logiciel permet d'employer un grand nombre de lois de comportement non linéaires et complexes. De plus, lors des calculs, il permet une mise à jour de façon méthodique des coordonnées des nœuds, ce qui améliore son efficacité dans la considération de grands

déplacements et de grandes déformations. Également, ce logiciel possède un langage de programmation appelé 'FISH' qui permet de mettre au point des fonctions spécifiques ou de définir de nombreuses variables aux besoins de l'utilisateur. La version 5.0 a été utilisée dans le cadre de ce travail de recherche.

Dans le logiciel FLAC<sup>3D</sup>, l'utilisateur peut importer des formes créées à l'aide d'autres logiciels de dessin ou encore choisir plusieurs formes géométriques et maillages qui sont prédéfinis. Ces derniers peuvent être manipulés et regroupés de différentes façons pour générer les éléments polyédriques à huit nœuds de la grille tridimensionnelle. Ensuite, ces éléments sont discrétisés pour former un ensemble de tétraèdres. Après le choix et l'attribution de la loi de comportement, la définition des conditions initiales et des conditions aux frontières (forces et contraintes appliquées au modèle), le logiciel calcule les vitesses et les déplacements à chacun des nœuds du modèle à l'aide des équations de mouvement et déduit par la suite les taux de déformations.

À chaque cycle de calcul appelé aussi pas de temps, les coordonnées de chaque nœud sont mises à jour. Le processus se répète jusqu'à ce qu'un certain équilibre soit atteint. Cela correspond au rapport de la force maximale non balancée sur la force moyenne appliquée dans tout le modèle, soit inférieure à une certaine valeur. Par défaut, cette valeur est de  $1 \text{ e-}5$ . Cette façon de procéder permet à FLAC<sup>3D</sup> de réduire son utilisation de la mémoire, car il ne sauvegarde pas les matrices de rigidité. Ce qui le distingue d'autres programmes qui utilisent des méthodes de calculs implicites. Le processus d'un cycle de calcul est illustré à la Figure 4.3 tandis que la procédure proposée par Itasca Consulting Group pour la modélisation numérique à l'aide de FLAC<sup>3D</sup> est présentée à la Figure 4.4.

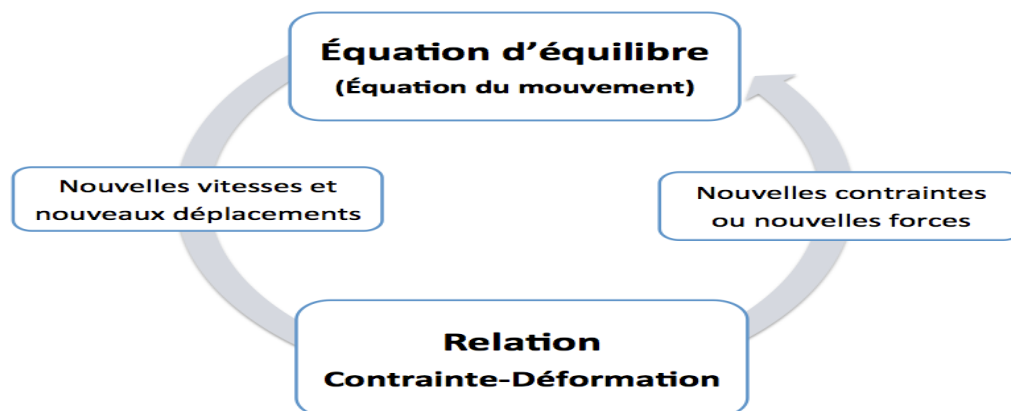


Figure 4.3 : Cycle de calcul explicite de FLAC<sup>3D</sup> (adapté d'Itasca Consulting Group, 2001)

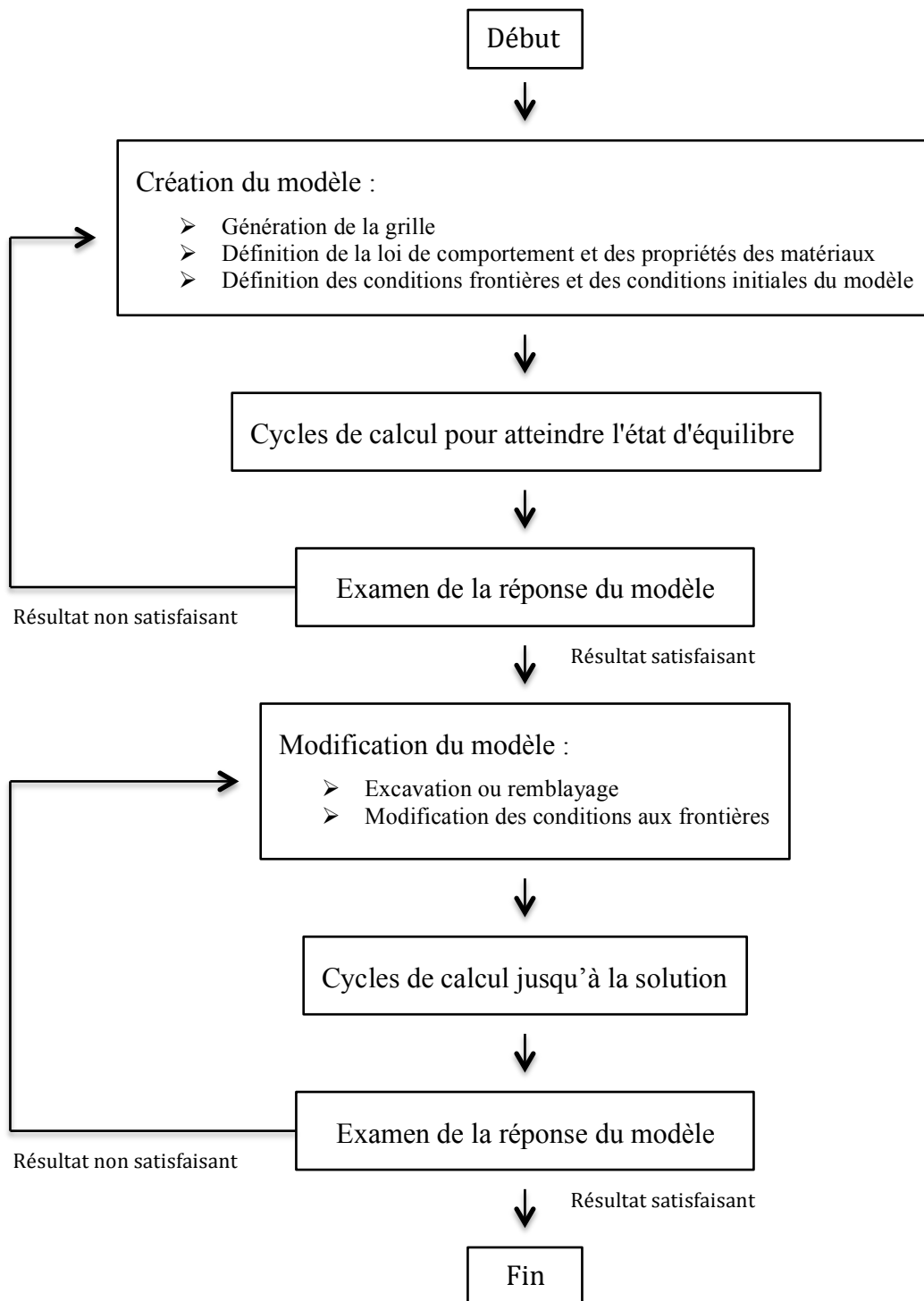


Figure 4.4 : Processus général de modélisation (adapté d'Itasca, 2012e)

### 4.2.3 Hypothèses

Avant toute création des modèles numériques, il est nécessaire de définir les hypothèses de travail qui permettront de faire des choix adéquats des modèles. Les modèles numériques utilisés dans le cadre de ce projet reposent principalement sur les hypothèses suivantes :

- La roche a un comportement élastique linéaire;
- Le massif rocheux en profondeur étudié est isotrope, homogène, non fracturé et peut se modéliser par un cube chargé;
- Le tenseur de contraintes est constant à l'échelle du modèle;
- Les paramètres de déformabilité de la roche sont connus.

### 4.2.4 Création du modèle

Le modèle homogène utilisé pour les simulations a été créé à partir de différentes formes fournies par le logiciel FLAC<sup>3D</sup>. Pour faciliter l'application d'un état des contraintes triaxial, un modèle cubique a été choisi.

Pour que le modèle utilisé soit valide, il faut que la zone d'influence de l'excavation soit inférieure au domaine, ou que les contraintes dans les zones éloignées autour du trou ne soient pas modifiées par le relâchement causé par le forage de ce dernier. La meilleure façon d'y arriver est de commencer avec une certaine dimension plus ou moins grande, et de l'augmenter jusqu'à ce que les contraintes initiales appliquées soient obtenues proches de la frontière extérieure du modèle.

Un autre facteur très important pour assurer la précision dans les résultats est la densité du maillage. Plus cette dernière est grande, plus précis sera le modèle. Il est donc important que le maillage soit dense dans la zone d'intérêt (zone proche du trou), et moins dense lorsqu'on s'éloigne de ladite zone afin de rendre les calculs moins lourds.

La création du modèle commence par la génération de la grille où sont spécifiées les caractéristiques géométriques du modèle. Un modèle cubique ayant un cylindre au centre a été choisi, ce qui représente bien un trou de forage dans une portion de massif rocheux en forme de



cube. Dans cette étape, la dimension du domaine et la taille du maillage sont déterminées, sans oublier la distribution de densité de ce dernier dans le modèle.

Par la suite, vient la définition de la loi de comportement du modèle, dans notre cas c'est la loi de comportement élastique. Après, on détermine les paramètres de déformabilité de la roche.

Dans le logiciel FLAC<sup>3D</sup>, ces paramètres sont définis par le module de compressibilité (K) et le module de cisaillement (G). Les deux paramètres sont définis au chapitre 2.

Ensuite, les conditions initiales et les conditions aux frontières sont spécifiées dans le modèle, en initialisant l'état des contraintes tridimensionnel (tenseur des contraintes) et en bloquant les déplacements pour une des deux frontières extérieures et en appliquant les contraintes sur l'autre pour les trois axes x, y et z. La Figure 4.5 ci-dessous illustre l'exemple d'un modèle cubique ayant un cylindre au milieu de FLAC<sup>3D</sup>.

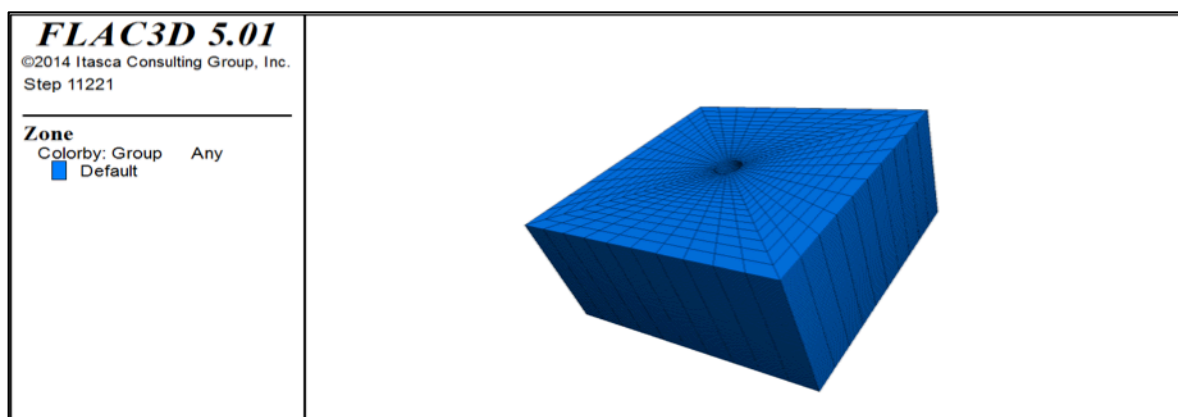


Figure 4.5 : Exemple d'un modèle cubique de FLAC<sup>3D</sup> ayant un cylindre au milieu

Pour déterminer la taille du domaine, quatre modèles (A, B, C et D) de différentes dimensions ont été analysés. Un tenseur de contrainte principale a été appliqué au modèle. Dans la direction de l'axe du trou (l'axe y), la contrainte appliquée est égale à 25 MPa ( $S_{yy}$ ). Dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou, une contrainte maximale égale à 50 MPa ( $S_{xx}$ ) a été appliquée dans la direction de l'axe x et une contrainte minimale égale à 20 MPa ( $S_{zz}$ ) a été appliquée dans

la direction de l'axe  $z$ . Les paramètres de déformabilités utilisés sont  $K = 104 \text{ GPa}$  et  $G = 28 \text{ GPa}$ . Un trou de rayon égal à  $30.4 \text{ mm}$  a été foré. Les éléments de la zone proche du trou sont presque parfaitement cuboïdes et ont un côté mesurant environ  $2.3 \text{ mm}$ . Cette grandeur augmente avec un ratio égal à  $1.1$  lorsqu'on s'éloigne du trou dans le plan perpendiculaire à son axe. Les tailles des modèles (A, B, C et D) analysés sont respectivement 5, 7, 10 et 15 fois le rayon du trou. Notons qu'ici la taille du domaine pour un modèle est définie par la longueur du modèle mesurée à partir de l'axe du trou jusqu'à la frontière extérieure pour la direction des axes  $x$  et  $z$ , et la longueur totale du modèle dans la direction de l'axe du trou (axe  $y$ ).

Vu la symétrie circulaire du problème et puisque le matériel qui compose notre modèle est considéré homogène et isotrope, le quart du modèle a été utilisé.

Le but de cet exercice est de comparer proche des frontières extérieures de chaque modèle, l'état des contraintes avant et après le forage du trou et de considérer celui qui présente une différence inférieure à cinq pour cent (5%). La Figure 4.6 présente les résultats obtenus pour les quatre modèles. Ces résultats montrent que seul le modèle D de dimension quinze fois le rayon présente une différence inférieure à cinq pour cent pour toutes les composantes du tenseur de contrainte appliqué. La dimension quinze fois le rayon peut être considérée comme la bonne taille du domaine pour le modèle.

Pour optimiser la densité du maillage, considérant les raisons décrites plus haut, le modèle utilisé a été divisé en quatre parties de différentes densités. Ce modèle est décrit et présenté plus loin dans ce mémoire. Pour assurer une certaine précision, une grande densité de maillage a été placée autour du trou et au fur et à mesure qu'on s'éloigne du trou, cette densité diminue afin de réduire le temps des calculs. En plus, un rapport entier (2:1, 5:1) a été gardé entre les parties de différentes densités de maillage. Cela permet d'assurer la connectivité entre les différents nœuds entre ces parties. Aussi, les éléments proches du trou ont été gardés le plus cubiques possibles.

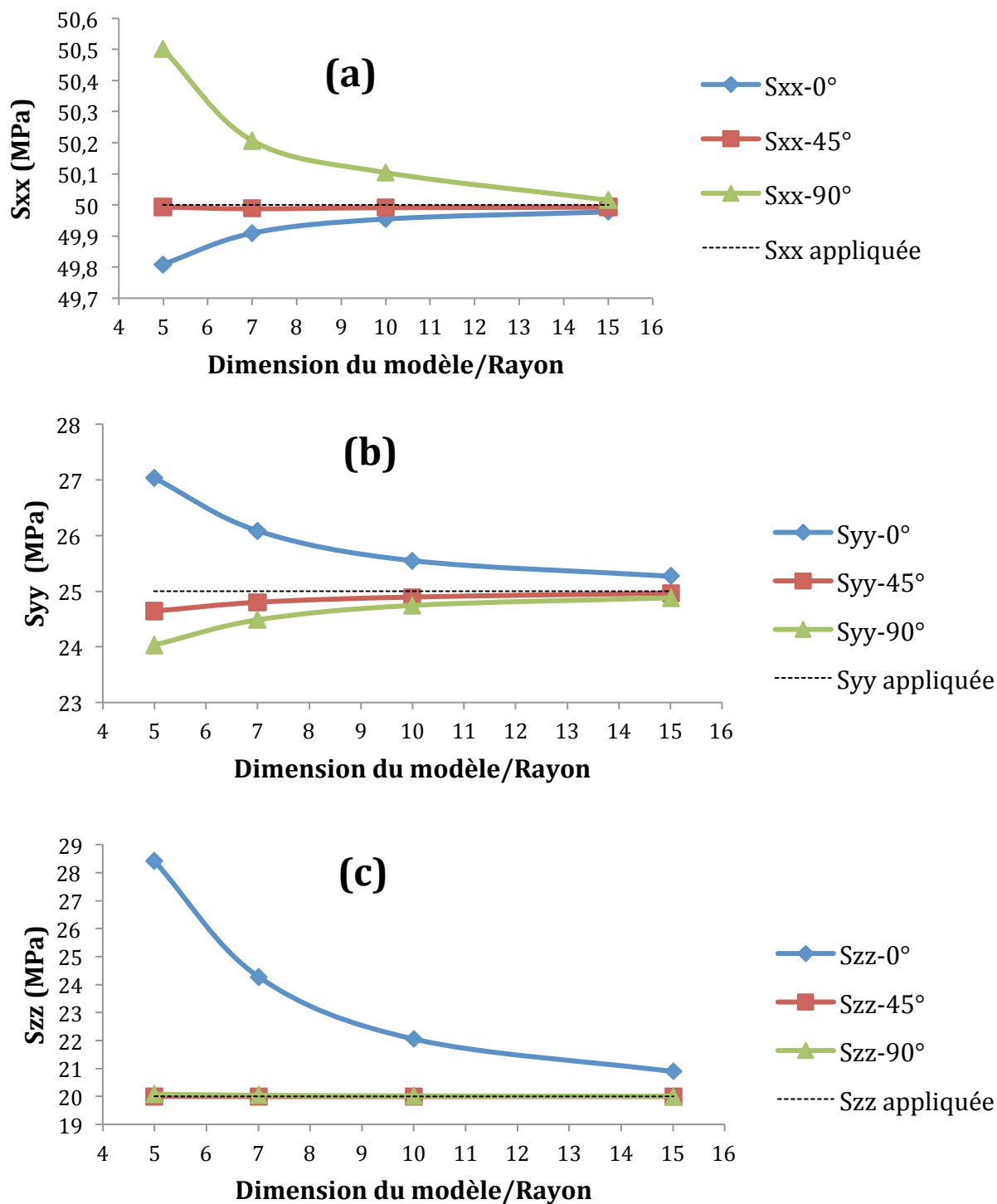


Figure 4.6 : Contrainte mesurée proche des frontières extérieures des modèles de différentes dimensions à l'angle  $\theta = 0, 45$  et  $90^\circ$ , (a)  $S_{xx}$ , (b)  $S_{yy}$  et (c)  $S_{zz}$

Le modèle utilisé est composé de quatre parties : A, B, C et D (voir la Figure 4.7 qui présente le quart de ce modèle). Les parties A, B et C ont les mêmes dimensions (60.8 mm; 152 mm; 60.8 mm), D (395.2 mm; 456 mm; 395.2 mm) et le rayon du trou est de 30.4 mm. Les parties A et C ont la même densité du maillage (avec des éléments cuboïdes de côtés mesurant environ 2.3 mm proche du trou). La partie B est la partie qui a la plus grande densité du maillage (côtés des éléments cuboïdes proches du trou mesurant environ 0.5 mm). C'est dans cette partie du modèle que les analyses sont effectuées. La densité des parties A et C est plus petite que celle de la partie B, elle a été diminuée pour alléger la taille du modèle et ainsi, diminuer le temps de calcul. Le modèle entier est illustré à la Figure 4.8. Les détails du modèle et du code de génération du modèle sont présentés dans l'Annexe E.

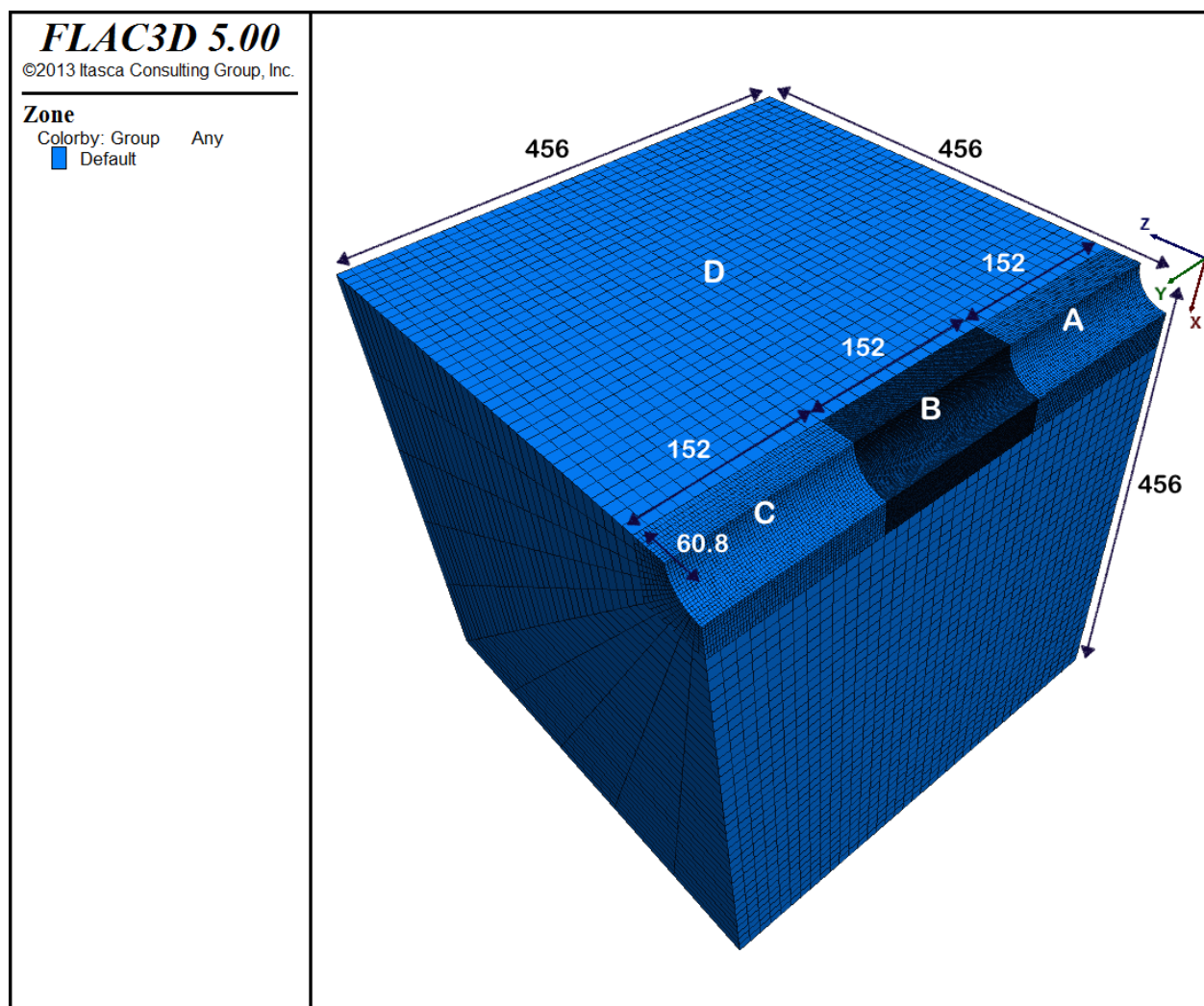


Figure 4.7 : Visualisation 3D du quart de modèle utilisé

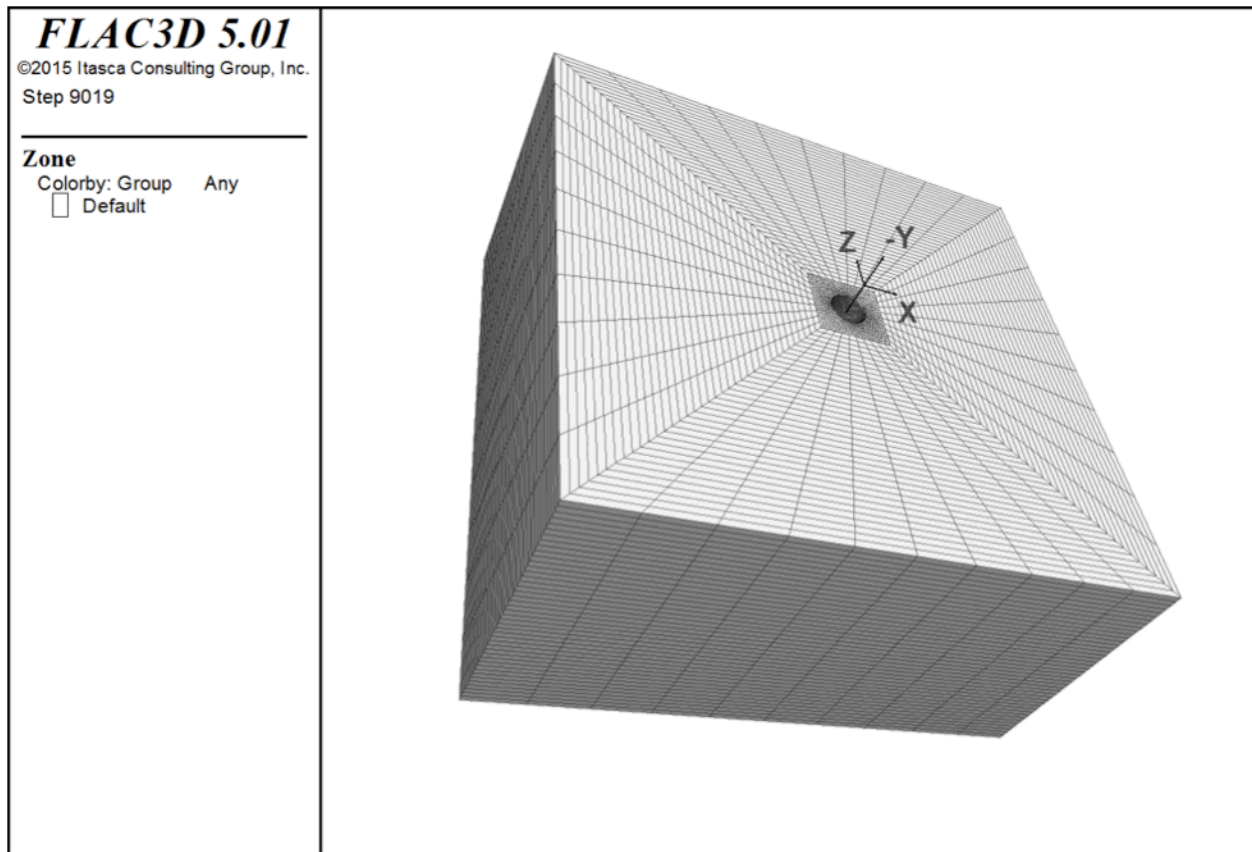


Figure 4.8 : Visualisation 3D du modèle entier

#### 4.2.5 Validation du modèle et vérification de la solution analytique pour le trou non parallèle à une contrainte principale avec les calculs FLAC<sup>3D</sup>

Il s'agit ici de comparer la solution analytique et la solution numérique. La solution analytique peut être obtenue par les équations 2.27 à 2.32 présentées au deuxième chapitre de ce mémoire. En inversant le rapport  $R/r$  ( $R$  est le rayon du trou et  $r$  est la distance à partir du centre du trou) dans ces équations pour faciliter leur comparaison avec la solution numérique, on obtient :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left( 1 - \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left( 1 + 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} - 4 \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \cos 2\theta + \tau_{xy} \left( 1 + 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} - 4 \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \sin 2\theta \quad (4.15)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \left( 1 + \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left( 1 + 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} \right) \cos 2\theta - \tau_{xy} \left( 1 + 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} \right) \sin 2\theta \quad (4.16)$$

$$\sigma_z = \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy} \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \sin 2\theta \quad (4.17)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \left( 1 - 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} + 2 \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \sin 2\theta + \tau_{xy} \left( 1 - 3 \frac{r^{-4}}{R^{-4}} + 2 \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \cos 2\theta \quad (4.18)$$

$$\tau_{\theta z} = (-\tau_{xz} \sin \theta + \tau_{yz} \cos \theta) \left( 1 + \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \quad (4.19)$$

$$\tau_{rz} = (\tau_{xz} \cos \theta + \tau_{yz} \sin \theta) \left( 1 - \frac{r^{-2}}{R^{-2}} \right) \quad (4.20)$$

Rappelons ici que  $r$  est la distance calculée à partir de l'axe du trou dans le plan perpendiculaire à ce dernier et  $R$  est le rayon du trou.

Pour la solution numérique, le logiciel FLAC<sup>3D</sup> utilise seulement les coordonnées cartésiennes. Les résultats obtenus de la distribution des contraintes autour du trou de forage ne peuvent donc pas être exportés en coordonnées cylindriques. Cela représente un désavantage vu la géométrie circulaire de l'excavation. Cependant, il est possible d'exporter dans un fichier Excel, les données du tenseur de contraintes en tout point (999 au maximum) d'une droite définie par deux points à l'intérieur du modèle dans FLAC<sup>3D</sup>. ces données exportées peuvent être transformées en coordonnées cylindriques à l'aide des équations suivantes (Chou et Pagano, 1967) :

$$\sigma_r = \sigma_x (\cos \theta)^2 + \sigma_z (\sin \theta)^2 + \tau_{xz} \sin 2\theta \quad (4.21)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_x (\sin \theta)^2 + \sigma_z (\cos \theta)^2 - \tau_{xz} \sin 2\theta \quad (4.22)$$

$$\sigma_z = \sigma_y \quad (4.23)$$

$$\tau_{r\theta} = (-\sigma_x + \sigma_z) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xz} ((\cos \theta)^2 - (\sin \theta)^2) \quad (4.24)$$

$$\tau_{z\theta} = -\tau_{xy} \sin \theta + \tau_{zy} \cos \theta \quad (4.25)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{xy} \cos \theta + \tau_{zy} \sin \theta \quad (4.26)$$

Avec  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$  et  $\tau_{yz}$  : les composantes du tenseur des contraintes en un point du modèle. Notons que les équations 4.21 à 4.26 ont été adaptées avec le système d'axes de FLAC<sup>3D</sup> (y : axe du trou; x et z : axes perpendiculaires à l'axe du trou).

#### 4.2.5.1 Validation du modèle avec un trou dont l'axe est parallèle à la direction de l'une des contraintes principales

Il s'agit de comparer la solution analytique et la solution numérique (par exemple les valeurs de  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$ ) aux différents points  $(r, \theta)$  autour du trou. Considérons le forage d'un trou horizontal dont l'axe est parallèle à la direction de  $\sigma_h$ , à une profondeur où les contraintes principales sont :  $\sigma_V = 70.6$  MPa,  $\sigma_h = 77.6$  MPa et  $\sigma_H = 149$  MPa. Supposons que les propriétés mécaniques de la roche dans laquelle ce trou est foré sont : le coefficient de Poisson  $\nu = 0.338$  et le module de Young  $E = 39.964$  GPa. De là, nous aurons un module de compressibilité  $K$  égal à 41.12 GPa et un module de cisaillement  $G$  égal à 14.93 GPa.

Pour la solution analytique, on utilise les équations 4.15 et 4.16 avec  $\sigma_X = \sigma_H = 149$  MPa,  $\sigma_Y = \sigma_V = 70.6$  MPa,  $\sigma_Z = \sigma_h = 77.6$  MPa et  $\tau_{XY} = \tau_{YZ} = \tau_{XZ} = 0$  aux points  $(r/R \approx 1.02; \theta = 0 \text{ à } 90^\circ)$  et  $(r/R \approx 1.25; \theta = 0 \text{ à } 90^\circ)$  pour avoir les valeurs de  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  pour chaque point.

Pour la solution numérique, les contraintes appliquées dans le modèle sont :  $\sigma_{xx} = 149$  MPa (la contrainte principale maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou),  $\sigma_{yy} = 77.6$  MPa (la contrainte principale dans la direction de l'axe du trou) et  $\sigma_{zz} = 70.6$  MPa (la contrainte principale minimale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou). Une fois le calcul terminé, les données ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yz}$  et  $\tau_{xz}$ ) aux mêmes points du modèle (les mêmes que pour la solution analytique) sont exportées dans un fichier Excel et à l'aide des équations 4.21 et 4.22, les valeurs de  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  sont calculées afin de les comparer avec les résultats de la solution analytique.

Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4.9. Ces résultats nous montrent que les deux solutions sont identiques. De là, nous pouvons valider que le modèle utilisé est bon pour notre étude.

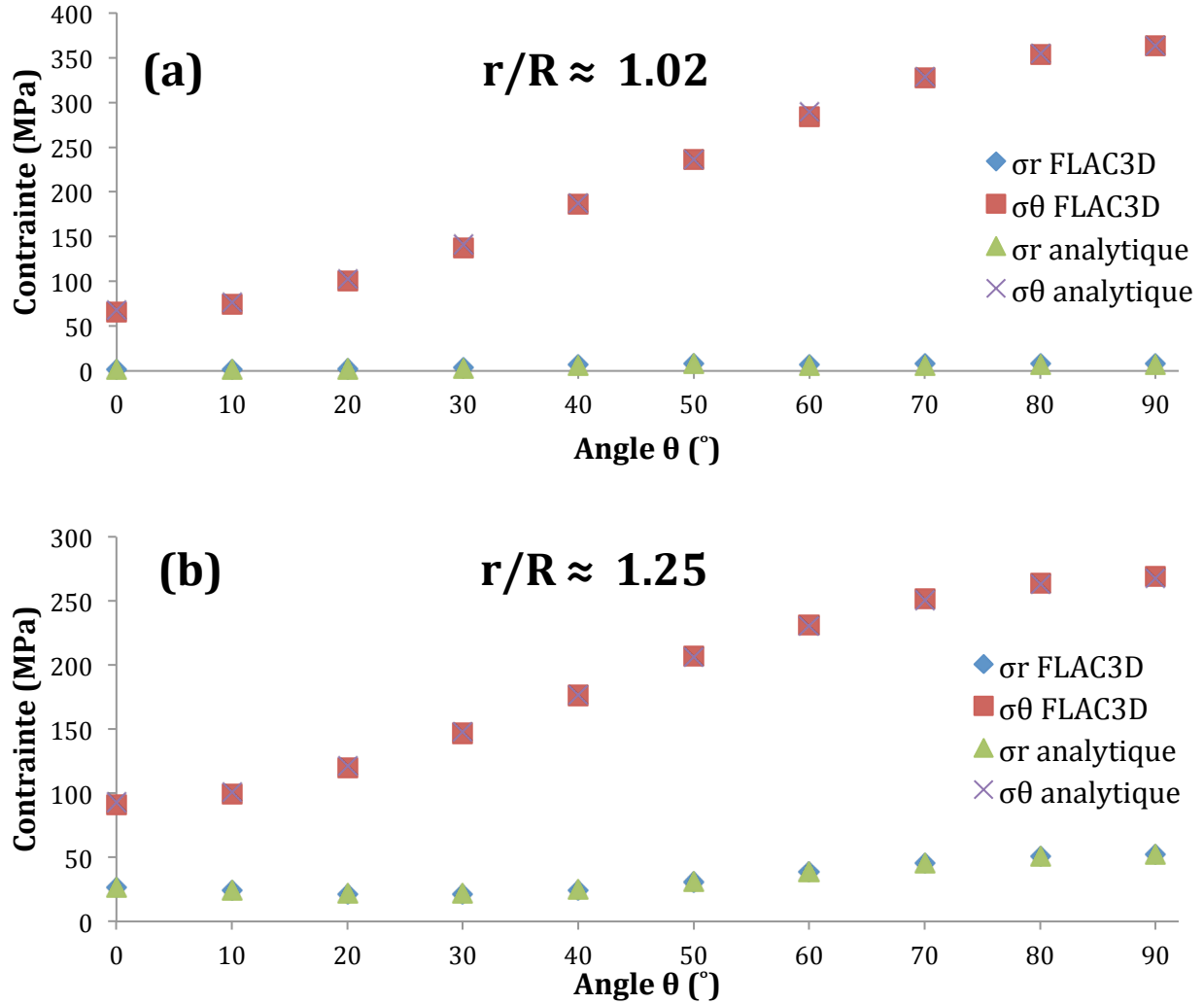


Figure 4.9 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de  $\text{FLAC}^{3D}$  pour différents angles  $\theta$  : (a) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.02$  et (b) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.25$  (cas du trou de forage ayant l'axe parallèle à la direction de  $\sigma_h$  pour la validation du modèle utilisé)



#### 4.2.5.2 Cas d'un trou incliné dont l'axe est perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales

Considérons un trou incliné ayant l'axe perpendiculaire à la direction de  $\sigma_H$  (direction  $\alpha_N = 0^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ), et foré à une profondeur où les contraintes principales sont :  $\sigma_V = 69.3$  MPa,  $\sigma_h = 76.2$  MPa et  $\sigma_H = 151$  MPa.

Les propriétés mécaniques de la roche dans laquelle ce trou a été foré sont : le coefficient de Poisson  $\nu = 0.377$  et le module de Young  $E = 76.88$  GPa. De là, on calcule le module de compressibilité  $K = 104.1$  GPa et le module de cisaillement  $G = 27.9$  GPa. Connaissant  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$ ,  $\sigma_H$  et l'orientation du trou, les composantes des contraintes parallèle et perpendiculaire au trou peuvent être calculées à l'aide des équations 4.10 à 4.12 et nous aurons :  $\sigma_X = 151$  MPa,  $\sigma_Y = 72.6$  MPa,  $\sigma_Z = 72.8$  MPa (parallèle à l'axe du trou),  $\tau_{XY} = \tau_{XZ} = 0$  MPa et  $\tau_{YZ} = -3.46$  MPa.

À partir de ces valeurs, la solution analytique peut être calculée aux points ( $r/R \approx 1.02$ ;  $\theta = 0$  à  $90^\circ$ ) et ( $r/R \approx 1.25$ ;  $\theta = 0$  à  $90^\circ$ ) à l'aide des équations 4.15 à 4.20 pour avoir les valeurs de ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\tau_{\theta z}$  et  $\tau_{rz}$ ).

Connaissant ces valeurs, le premier invariant du tenseur de contraintes  $\sigma_{ij}$ ,  $I_1$  et le second invariant de tenseur de contraintes déviatoriques  $S_{ij}$ ,  $\sqrt{J_2}$  sont calculés avec les expressions suivantes :

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z \quad (4.27)$$

$$\sqrt{J_2} = \left( (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2 + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2 \right)^{1/2} \quad (4.28)$$

Notons que les deux paramètres  $I_1$  et  $\sqrt{J_2}$  ont été utilisés pour comparer les deux solutions (analytique et numérique) parce que la courbe du critère 3D de la résistance de la roche ( $MSDP_u$ ) est aussi exprimée en fonction de ces deux paramètres.

Pour la solution numérique, les contraintes appliquées dans le modèle sont :  $\sigma_{xx} = 151$  MPa (la contrainte maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou),  $\sigma_{yy} = 72.8$  MPa (la contrainte appliquée dans la direction de l'axe du trou) et  $\sigma_{zz} = 72.6$  MPa (la contrainte minimale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou) et  $\tau_{xz} = -3.46$  MPa (la contrainte de cisaillement dans le plan xz).

Une fois le calcul terminé, les données ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yz}$  et  $\tau_{xz}$ ) aux mêmes points du modèle (les mêmes que pour la solution analytique) sont exportées dans un fichier Excel et à l'aide des équations 4.21 à 4.26, les valeurs de ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\tau_{\theta z}$  et  $\tau_{rz}$ ) sont calculées pour ensuite déterminer  $I_1$  et  $\sqrt{J_2}$  avec les équations 4.27 et 4.28.

Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4.10. On remarque que les deux solutions (analytique et numérique) présentent une grande similitude.

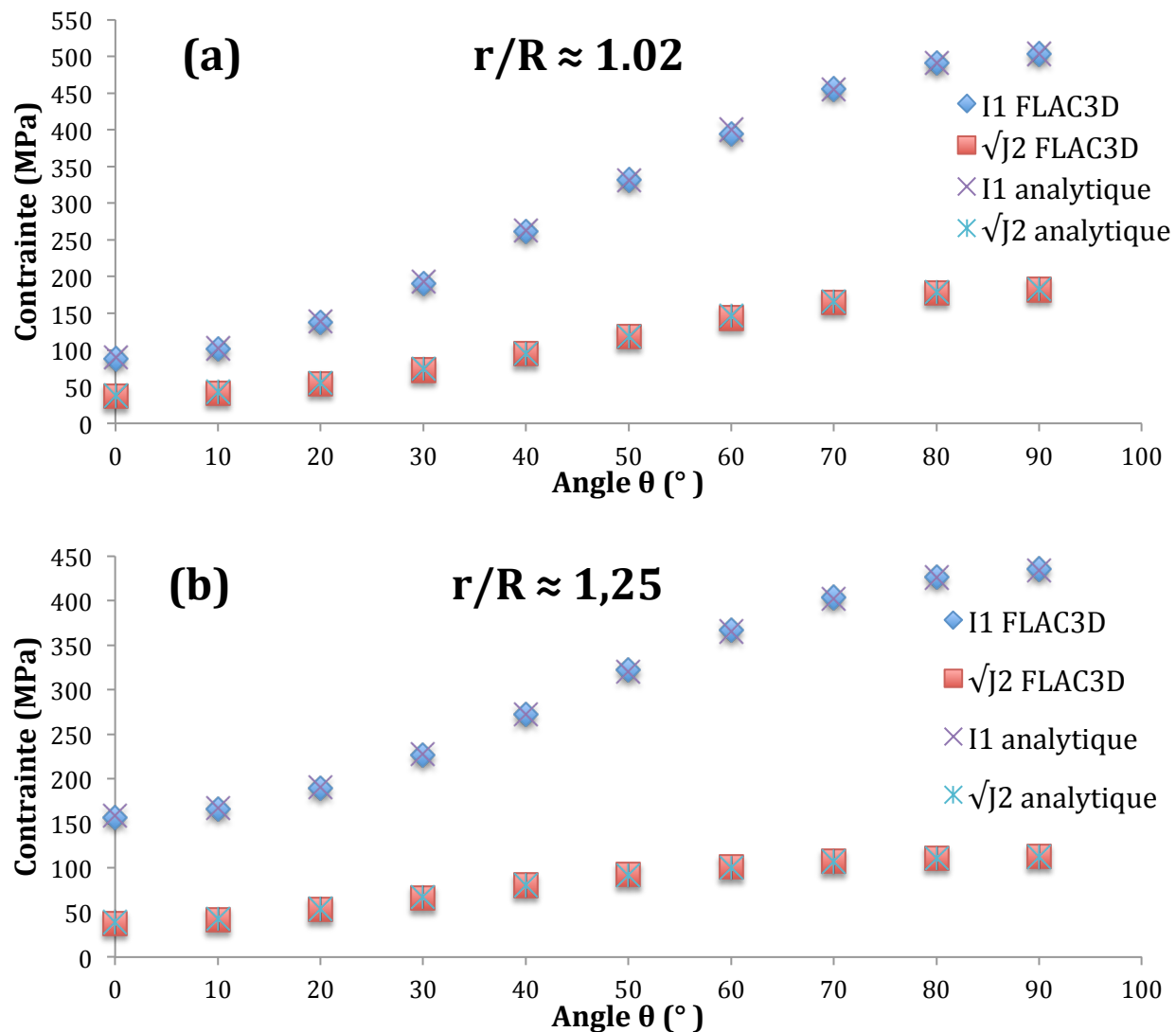


Figure 4.10 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de  $FLAC^{3D}$  pour différents angles  $\theta$  : (a) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.02$  et (b) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.25$  (cas du trou de forage incliné ayant l'axe perpendiculaire à la direction de  $\sigma_H$ )

#### 4.2.5.3 Cas d'un trou ayant un axe d'orientation quelconque

Considérons un trou ayant un axe d'orientation quelconque (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ ), foré à une profondeur où les contraintes principales sont :  $\sigma_V = 70.6$  MPa,  $\sigma_h = 77.6$  MPa et  $\sigma_H = 149$  MPa. Les propriétés mécaniques de la roche dans laquelle ce trou est foré sont : le coefficient de Poisson  $\nu = 0.338$ , le module de Young  $E = 39.96$  GPa. De là, on calcule le module de compressibilité  $K = 41.12$  GPa et le module de cisaillement  $G = 14.93$  GPa.

Les composantes des contraintes parallèle et perpendiculaire au trou peuvent être calculées à l'aide du système d'équations 4.14, ce qui permet d'obtenir:  $\sigma_X = 136.25$  MPa,  $\sigma_Y = 80.13$  MPa,  $\sigma_Z = 80.82$  MPa (parallèle à l'axe du trou),  $\tau_{XY} = -19$  MPa,  $\tau_{YZ} = -9.87$  MPa et  $\tau_{XZ} = 19.67$  MPa.

Connaissant ces valeurs, la solution analytique peut être calculée aux points ( $r/R \approx 1.02$ ;  $\theta = 0$  à  $90^\circ$ ) et ( $r/R \approx 1.25$ ;  $\theta = 0$  à  $90^\circ$ ), à l'aide des équations 4.15 à 4.20 pour avoir les valeurs de ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\tau_{\theta z}$  et  $\tau_{rz}$ ) et par la suite déterminer les valeurs de  $I_1$  et  $\sqrt{J_2}$  avec les équations 4.27 et 4.28.

Pour la solution numérique, les contraintes appliquées dans le modèle sont :  $\sigma_{xx} = 136.25$  MPa (la contrainte maximale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou),  $\sigma_{yy} = 80.82$  MPa (la contrainte appliquée dans la direction de l'axe du trou),  $\sigma_{zz} = 80.13$  MPa (la contrainte minimale dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou) et les contraintes de cisaillement  $\tau_{xz} = -19$  MPa,  $\tau_{xy} = 19.67$  MPa et  $\tau_{yz} = -9.87$  MPa. Une fois le calcul terminé, les données ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yz}$  et  $\tau_{xz}$ ) aux mêmes points du modèle (les mêmes que pour la solution analytique) sont exportées dans un fichier Excel et à l'aide des équations 4.21 à 4.26, les valeurs de ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{r\theta}$ ,  $\tau_{\theta z}$  et  $\tau_{rz}$ ) sont calculées pour ensuite déterminer  $I_1$  et  $\sqrt{J_2}$  avec les équations 4.27 et 4.28.

La Figure 4.11 présente les résultats des calculs décrits ci-haut. Ces résultats nous montrent que les deux solutions (analytique et numérique) sont semblables.

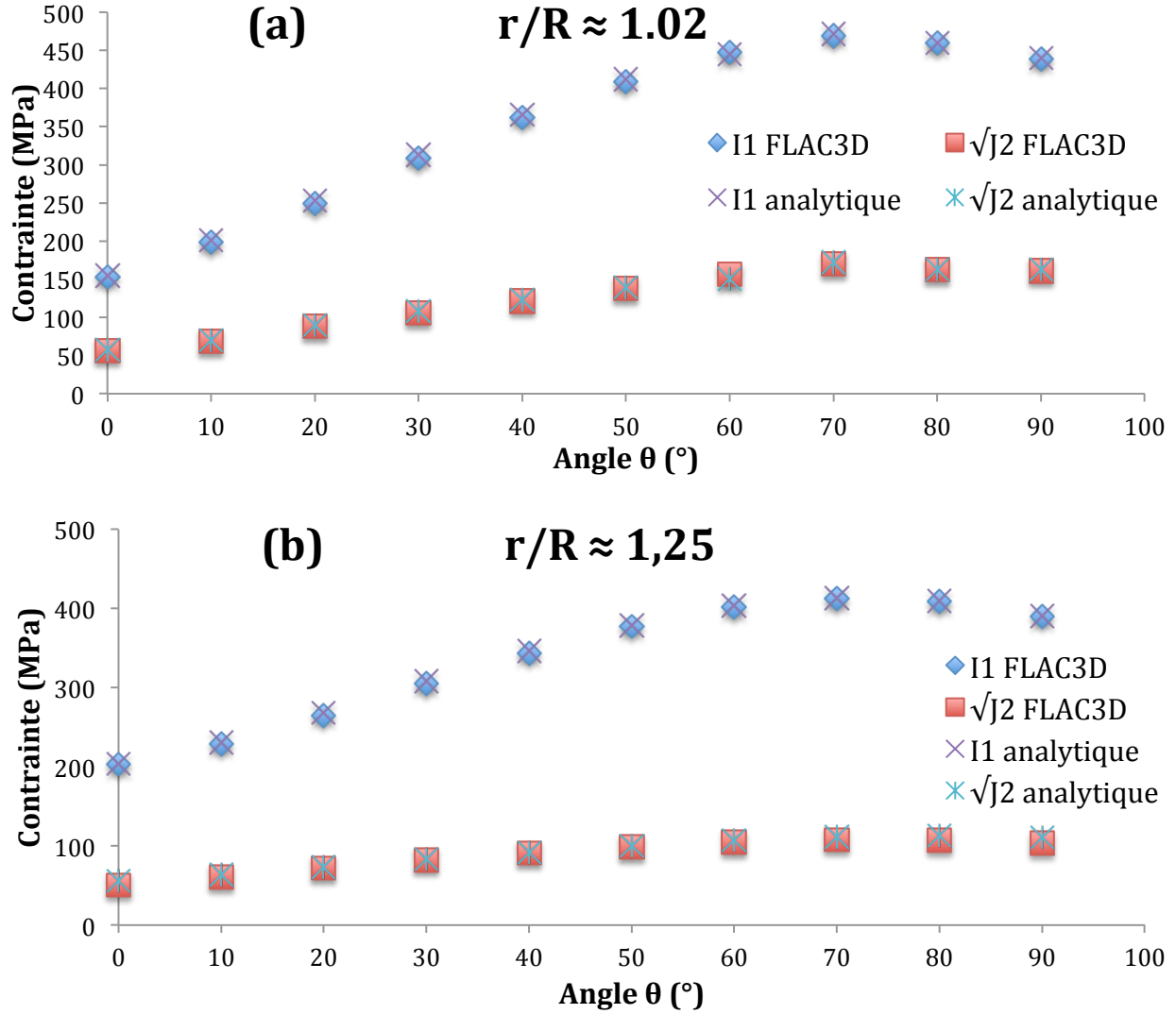


Figure 4.11 : Comparaison de la solution analytique et celle numérique de  $FLAC^{3D}$  pour différents angles  $\theta$  : (a) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.02$  et (b) distance  $r$  / rayon  $R \approx 1.25$  (cas du trou de forage ayant l'axe d'orientation quelconque : direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et pendage  $\beta = 44^\circ$ )

#### 4.2.6 Conclusion de la modélisation

Les trois cas étudiés pour la validation nous ont montré que les trois solutions analytiques et numériques sont identiques. Le premier cas, celui d'un trou ayant un axe parallèle à une contrainte principale a permis de valider que le modèle  $FLAC^{3D}$  qui a été utilisé est bon pour les analyses numériques et les deux autres cas, celui d'un trou qui a un axe incliné et perpendiculaire

à la direction d'une contrainte principale et le trou avec un axe d'orientation quelconque ont permis de valider que l'approche utilisée pour analyser un trou qui a un axe non parallèle à une contrainte principale avec la solution analytique de Hiramatsu et Oka (1962) est mathématiquement adéquate.

### 4.3 Application avec des données réelles

Considérant les hypothèses mentionnées plus haut dans ce mémoire, le trou 1231790 est considéré comme incliné et que son axe est perpendiculaire à la direction d'une contrainte principale (voir la Figure 4.1). Le Tableau 4.4 présente la profondeur totale mesurée à partir de la surface pour toutes les zones d'écaillage qui ont été analysées à la paroi du trou de forage 1231790.

Tableau 4.4 : Profondeur totale de différentes zones d'écaillage analysées dans le trou de forage 1231790

Type de roche	Profondeur totale (m)
Gabbro-919	2565
Granite-945	2571
Grey Granite-1123	2587
Grey Granite-1146	2614
MTGB-SHR-1177	2621
MTGB-SHR-1179	2621
MTGB-SHR-1184	2622
MTGB-SHR-1186	2622
MetaBasalt-1434	2675
MetaSediment-1452	2678
MetaBasalt-1610	2711
RhyoDacite-1891	2785
Rhyolite-1946	2785

Connaissant la profondeur totale des zones d'écaillage données dans le Tableau 4.4, les paramètres du critère MSDP<sub>u</sub> des roches dans lesquelles ces zones d'écaillage sont situées qui sont donnés dans le Tableau 3.4, leurs portées angulaires données dans le Tableau 3.2, le gradient des poids des terres et le ratio  $\sigma_h/\sigma_v$  dans la région où cette étude est effectuée (le Bouclier canadien) sont respectivement 0,027 MPa/m et compris entre 1.1 et 2 (Arjang et Herget, 1997), la contrainte principale horizontale maximale in situ  $\sigma_H$  peut être évaluée en utilisant les équations 2.10 à 2.16, 2.33 et 4.5 à 4.12.

Pour illustrer cette évaluation de la contrainte  $\sigma_H$ , considérons le calcul fait pour le type de roche Grey Granite-1146. Les échantillons collectés et testés en laboratoire de ce dernier ont été prélevés pratiquement au même endroit que la zone d'écaillage la plus proche (différence de moins de 30 cm). La portée angulaire de cette zone  $\theta_b$  varie entre 40 et 48°, la valeur moyenne est 44° (voir le Tableau 3.2).

Si l'on considère la valeur moyenne, l'angle  $\theta_B$  (voir la Figure 2.28) sera 68° ( $90^\circ - (44^\circ/2)$ ). La profondeur totale de cette zone est 2614 m, ce qui donne une contrainte verticale  $\sigma_v$  de 2614 m x 0,027 MPa/m = 70.6 MPa. Connaissant le rapport  $\sigma_h/\sigma_v$ , la valeur de  $\sigma_h$  est comprise entre 77.6 MPa et 141.2 MPa. Ces deux contraintes sont ainsi transformées par les équations 4.10 à 4.12 en composantes de contrainte normale et parallèle à l'axe du trou (le pendage du trou  $\beta = 44^\circ$ ). Ainsi, on obtient une valeur de  $\sigma_Y$  comprise entre 74.2 MPa et 107 MPa, une valeur de  $\sigma_Z$  comprise entre 74 MPa et 104.6 MPa et celle de  $\tau_{YZ}$  comprise entre 3.5 MPa et 35.3 MPa.

À l'aide du logiciel Excel, le facteur de sécurité FS est calculé avec l'utilisation des équations 2.33 à 2.35 et 4.5 à 4.9 et les valeurs des résistances à court terme (au pic) du Tableau 3.4 pour le type de roche Grey Granite-1146. La rupture au point B ( $\theta = \theta_B$ ) (voir la Figure 2.28) sera atteinte lorsque FS = 1.0, ainsi la valeur de  $\sigma_H$  est augmentée jusqu'à ce que le facteur de sécurité FS soit égal à l'unité. La valeur de  $\sigma_H$  obtenue est comprise entre 191 MPa et 207 MPa. Cela représente un ratio  $\sigma_H/\sigma_v$  compris entre 2.7 et 2.9. D'après Arjang et Herget (1997), ce ratio devrait être compris entre 2.1 et 2.2. Les résultats des autres zones d'écaillage analysées avec les valeurs des résistances à court terme sont présentés au Tableau 4.5. Les détails des calculs sont présentés dans l'Annexe F.

Tableau 4.5 : Analyses des zones d'écaillage avec les valeurs des résistances à court terme (Pic)

Roche	Profondeur	$\sigma_V$	$\sigma_h$	$\sigma_Y$	$\sigma_Z$	$\nu$	$\theta_b$ moy.	$\sigma_H$	$\sigma_H/\sigma_V$
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(°)	(MPa)	
Gabbro-919	2565	69.3	76.2-138.5	72.8-105.1	72.6-102.7	0.38	33	398-437	5.7-6.3
Granite-945	2571	69.4	76.4-138.8	73-105.3	72.8-102.9	0.3	36	361-414	5.2-6.0
Grey Granite-1123	2588	69.8	76.8-139.7	73.5-106	73.2-103.6	0.338	32	350-396	5.0-5.7
Grey Granite-1146	2614	70.6	77.6-141.2	74.2-107	74-104.6	0.338	44	191-207	2.7-2.9
MTGB-SHR-1177	2621	70.8	77.8-141.5	74.4-107.4	74.2-104.9	0.364	48	206-217	2.9-3.1
MTGB-SHR-1179	2621	70.8	77.8-141.5	74.4-107.4	74.2-104.9	0.348	48	104-109	1.5-1.5
MTGB-SHR-1184	2622	70.8	77.9-141.6	74.5-107.4	74.2-105	0.348	58	245-265	3.5-3.7
MTGB-SHR-1186	2622	70.8	77.9-141.6	74.5-107.4	74.2-105	0.348	58	132-140	1.9-2.0
MetaBasalt-1434	2675	72.2	79.4-144.5	76-109.6	75.7-107	0,319	42	526-584	7.3-8.1
MetaSediment-1452	2678	72.2	79.5-144.6	76-109.7	75.8-109.2	0.228	44	<10	< 0.1
MetaBasalt-1610	2711	73.2	80.5-146.4	77-111	76.7-108.5	0.267	37	354-404	4.8-5.5
RhyoDacite-1891	2785	75.2	82.7-150.4	79-114	78.9-111.	0,297	60	>1500	>20
Rhyolite-1946	2785	75.2	82.7-150.4	79-114	78.8-111.5	0.348	60	<10-61	< 0.1-0.8

En utilisant les valeurs des résistances correspondant au seuil d'initiation d'endommagement (long terme), le résultat obtenu pour cette même localisation donne une valeur de  $\sigma_H$  comprise entre 139 MPa et 147 MPa. Ce qui représente un ratio  $\sigma_H/\sigma_V$  compris entre 2.0 et 2.1. Ce ratio est proche de celui mesuré par Arjang et Herget (1997). Les résultats des autres zones d'écaillage analysées avec les valeurs des résistances à long terme sont présentés au Tableau 4.6.



Tableau 4.6 : Analyses des zones d'écaillage avec les valeurs des résistances à long terme (DIT)

Roche	Profondeur	$\sigma_V$	$\sigma_h$	$\sigma_Y$	$\sigma_Z$	$\nu$	$\theta_b$ moy.	$\sigma_H$	$\sigma_H/\sigma_V$
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(°)	(MPa)	
Gabbro-919	2565	69.3	76.2-138.5	72.8-105.1	72.6-102.7	0.38	33	155-167	2.2-2.4
Granite-945	2571	69.4	76.4-138.8	73-105.3	72.8-102.9	0.3	36	222-253	3.2-3.6
Grey Granite-1123	2588	69.8	76.8-139.7	73.5-106	73.2-103.6	0.338	32	188-211	2.7-3.0
Grey Granite-1146	2614	70.6	77.6-141.2	74.2-107	74-104.6	0.338	44	139-147	2.0-2.1
MTGB-SHR-1177	2621	70.8	77.8-141.5	74.4-107.4	74.2-104.9	0.364	48	136-138	1.9-2.0
MTGB-SHR-1179	2621	70.8	77.8-141.5	74.4-107.4	74.2-104.9	0.348	48	72-86	1.0-1.2
MTGB-SHR-1184	2622	70.8	77.9-141.6	74.5-107.4	74.2-105	0.348	58	131-139	1.9-2.0
MTGB-SHR-1186	2622	70.8	77.9-141.6	74.5-107.4	74.2-105	0.348	58	<10-111	< 0.1-1.6
MetaBasalt-1434	2675	72.2	79.4-144.5	76-109.6	75.7-107	0,319	42	319-358	4.4-5.0
MetaSediment-1452	2678	72.2	79.5-144.6	76-109.7	75.8-109.2	0.228	44	<10	< 0.1
MetaBasalt-1610	2711	73.2	80.5-146.4	77-111	76.7-108.5	0.267	37	277-315	3.8-4.3
RhyoDacite-1891	2785	75.2	82.7-150.4	79-114	78.8-111.5	0.297	60	455-519	6.1-6.9
Rhyolite-1946	2785	75.2	82.7-150.4	79-114	78.8-111.5	0.348	60	<10-35	< 0.1-0.5

La Figure 4.12 présente le graphique de la contrainte principale horizontale maximale calculée et celle d'Arjang et Herget (1997) en fonction de la profondeur.

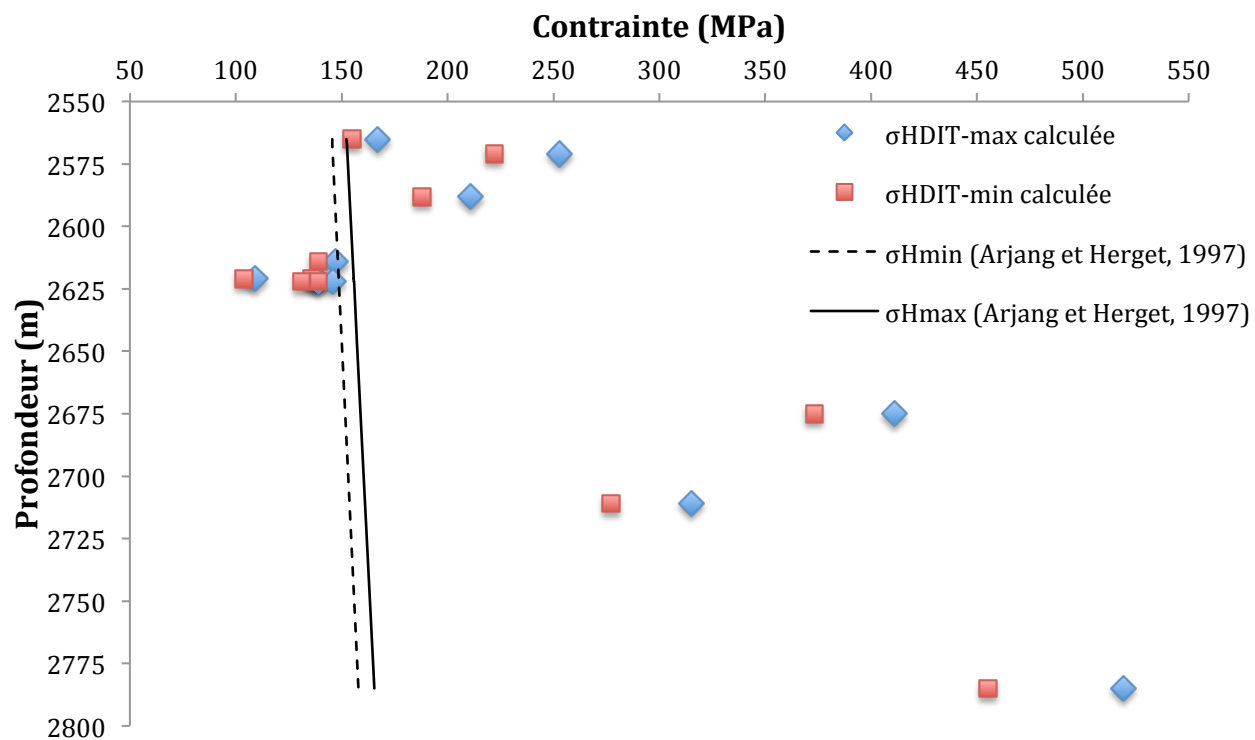


Figure 4.12 : Contrainte principale horizontale maximale calculée et celle d'Arjang et Herget (1997) en fonction de la profondeur

Le Tableau 4.7 ci-dessous présente la différence (en %) obtenue entre la valeur de  $\sigma_H$  calculée et celle mesurée par Arjang et Herget (1997) pour la résistance au Pic et DIT.

Tableau 4.7 : Différence (en %) obtenue entre la valeur de  $\sigma_H$  calculée et celle mesurée par Arjang et Herget (1997) pour la résistance au Pic et DIT

Type de roche	Différence Pic (%)	Différence DIT (%)
<b>Gabbro-919</b>	174 - 187	7 - 10
<b>Granite-945</b>	148 - 171	52 - 66
<b>Grey Granite-1123</b>	139 - 158	28 - 37
<b>Grey Granite-1146</b>	29 - 33	5 - 6
<b>MTGB-SHR-1177</b>	39 - 39	8 - 11
<b>MTGB-SHR-1179</b>	30 - 30	45 - 52
<b>MTGB-SHR-1184</b>	65 - 70	11 - 12
<b>MTGB-SHR-1186</b>	10 - 11	29
<b>MetaBasalt-1434</b>	247 - 267	110 - 125
<b>MTSediment-1452</b>	>94	>94
<b>MetaBasalt-1610</b>	130 - 151	80 - 96
<b>RhyoDacite-1891</b>	>850	176 - 188
<b>Rhyolite-1946</b>	61	78

## CHAPITRE 5      DISCUSSION

L'analyse des zones d'écaillages du trou de forage 1231760 montre que l'utilisation de la résistance à long terme de la roche correspondant au seuil d'initiation d'endommagement (DIT) donne en général des résultats plus précis, en conformité avec les mesures des contraintes effectuées dans cette région (Arjang et Herget, 1997) par rapport à l'utilisation de la résistance à court terme (résistance ultime ou au pic de la roche). Cela pourrait être expliqué par le fait que le trou a été analysé avec la sonde d'imagerie acoustique plusieurs jours après le forage, et aussi que la zone étudiée étant sous un état de contrainte élevé. Lorsqu'une roche est soumise à un état de contrainte supérieur par rapport à son seuil d'initiation des dommages, elle peut atteindre la rupture après un temps relativement court. Il est à noter que plusieurs trous forés dans cette zone se sont refermés après quelques jours seulement à cause du fluage ou encore d'écaillage majeur. Cependant, contrairement aux autres, les trois analyses MTGB\_SHR-1179, MTGB\_SHR-1186 et Rhyolite-1946 donnent des résultats plus précis avec la résistance à court terme.

Parmi les treize zones d'écaillages analysées, seulement cinq d'entre elles ont présenté des résultats avec une différence inférieure à vingt pour cent si on le compare avec les mesures de Arjang et Herget (1997). Une avec la résistance à court terme (MTGB\_SHR-1179 : 10 à 11%) et quatre avec la résistance à long terme (Gabbro-919 : 7 à 10 %; Grey Granite-1146 : 5 à 6 %; MTGB\_SHR-1177 : 8 à 11 % et MTGB\_SHR-1184 : 11 à 12 %). Le reste présente une différence variant entre trente et cent quatre-vingt-dix pour cent (avec la résistance à long terme). Cette grande différence pourrait être expliquée par la variabilité de la résistance de la roche. En effet, une détermination précise de la résistance de la roche au même endroit où il y a la zone d'écaillages est essentielle pour une évaluation adéquate des contraintes en place. Raison pour laquelle tous les échantillons des roches ont été prélevés à une distance variant entre 0 et 4 pieds (1.22 m) de la zone d'écaillages étudiée sauf pour le RhyoDacite-1891 (57 pieds ou 17.37 m). Signalons que c'est cette analyse qui présente la plus grande marge d'erreur, en plus la zone d'écaillages sur de la Rhyolite a été analysée avec la résistance du RhyoDacite (voir Tableau 3.1).

Les échantillons des roches ont été prélevés et testés plus d'une année après le forage, leur entreposage et leur manipulation pourraient influencer la détermination de leurs propriétés mécaniques (par exemple, certains de ces échantillons ont présenté une résistance ultime faible pour une contrainte de confinement de 60 MPa par rapport à celle de 40 MPa). Les propriétés mécaniques de la roche pourraient aussi être influencées d'une certaine façon par l'effet d'échelle, car la taille des échantillons testés est plus petite par rapport à celle du trou de forage. Dans les analyses effectuées, ces propriétés mécaniques sont représentées par les paramètres de la courbe de résistance MSDP<sub>u</sub> (voir Tableau 3.4). Ces derniers influencent grandement le calcul de la contrainte horizontale maximale, les Figures 5.1a, b et c montrent l'influence de ces paramètres sur la valeur de  $\sigma_H$ . La Figure 5.1a montre que l'influence de la résistance en compression uniaxiale sur le calcul de  $\sigma_H$  est linéaire. Une augmentation de 10 MPa de ce paramètre conduit à une augmentation de  $\sigma_H$  de 8 MPa.

La résistance en tension présente une influence très faible sur le calcul de  $\sigma_H$  (voir la Figure 5.1b). Cela pourrait être expliqué par le fait que la zone d'écaillages est une rupture causée par les forces en compression. L'angle de friction est le paramètre de la courbe du critère MSDP<sub>u</sub> qui a une plus grande influence sur les résultats (voir la Figure 5.1c). Une petite augmentation de ce paramètre se traduit par une grande variation dans le calcul de la contrainte horizontale maximale. Étant donné que ce paramètre est déterminé par régression à partir des résultats des essais en laboratoire, il est important de réaliser des essais avec des valeurs de contrainte de confinement élevées pour une détermination adéquate de ce paramètre (Simon et Labrie, 2012).

Dans le calcul de  $\sigma_H$ , des hypothèses ont été faites concernant la valeur de la contrainte verticale ( $\sigma_V$ ) et celle de la contrainte horizontale minimale ( $\sigma_h$ ). La première a été obtenue à partir du poids de terre tandis que la deuxième a été calculée à partir du rapport  $\sigma_h/\sigma_V$  compris entre 1.1 et 2. La Figure 5.2 montre l'influence du poids des terres (pour la détermination de  $\sigma_V$ ) sur l'évaluation de  $\sigma_H$ .

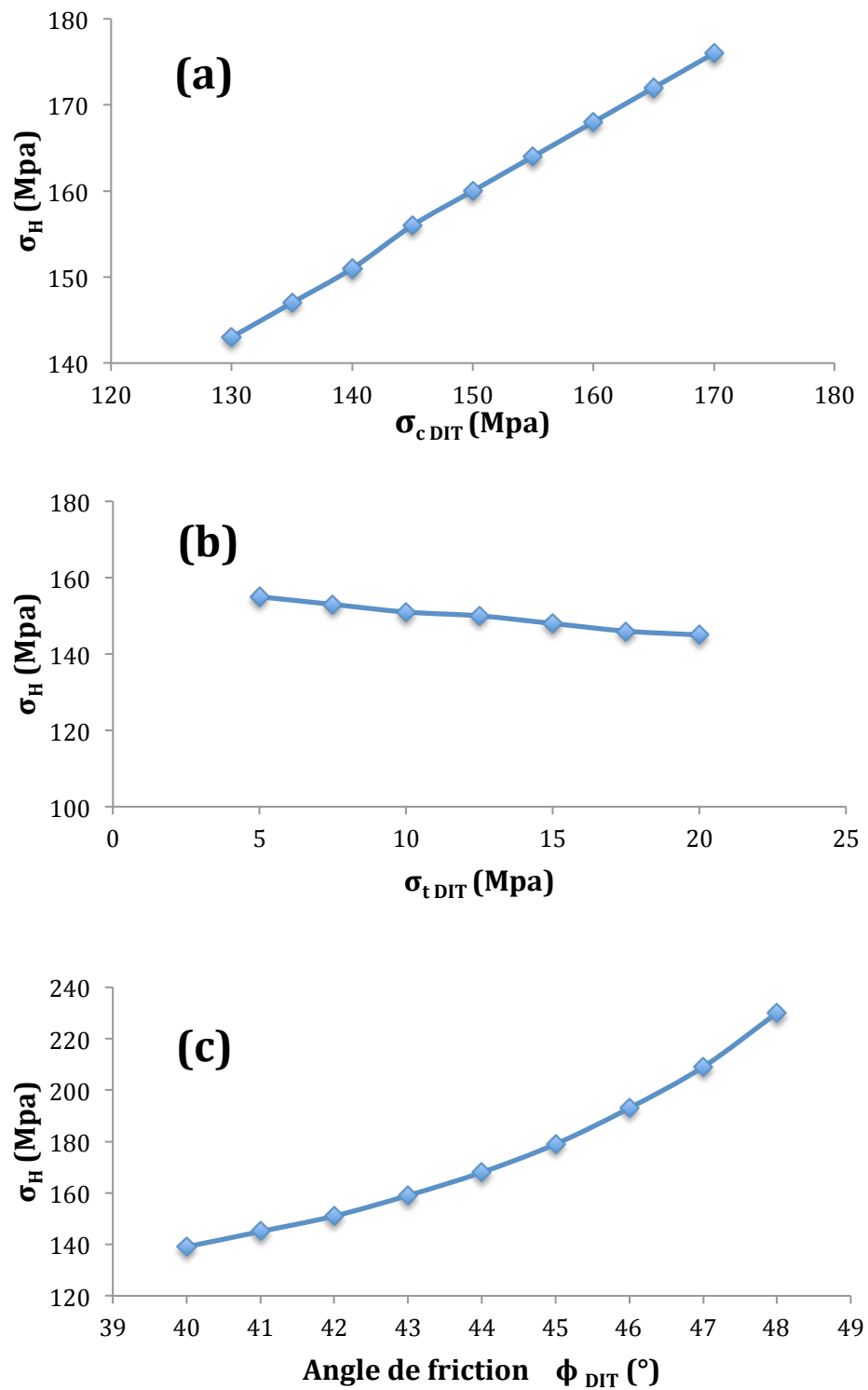


Figure 5.1 : Influence des paramètres de la courbe du critère  $MSDP_u$  sur le calcul de  $\sigma_H$  pour le cas du Gabbro-919 : la résistance en compression uniaxiale (a), la résistance en tension (b) et l'angle de friction (c)

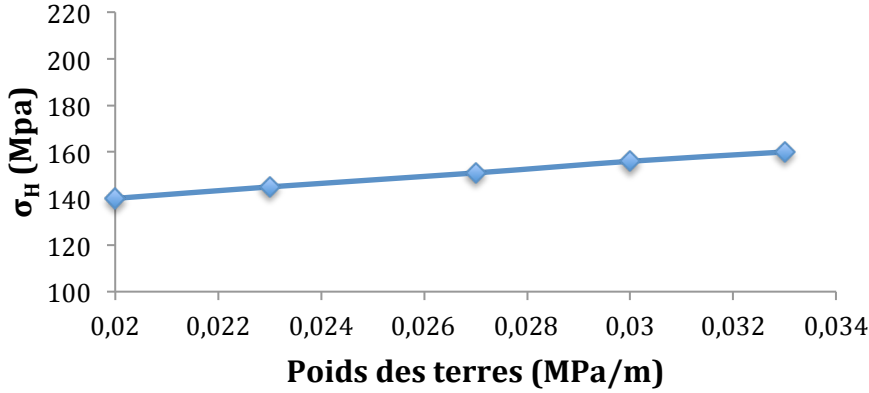


Figure 5.2 : Influence du poids de terre sur le calcul de  $\sigma_H$  pour le cas du Gabbro-919

Le constat est que cette influence est négligeable. Toutefois, si les images obtenues à partir de la sonde d'imagerie acoustiques (Acoustic borehole televiewer) permettaient aussi de déterminer la profondeur ( $d_b$ ) de la zone d'écaillages telle qu'illustrée à la Figure 2.28, il aurait été possible de ne pas considérer le rapport  $\sigma_h/\sigma_V$  et de faire des analyses aux points B et C (voir Figure 2.28) pour avoir un système de deux équations à deux inconnues ( $\sigma_h$  et  $\sigma_H$ ) (Aubertin et al., 2002):

$$\begin{cases} \sqrt{J_2(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)_B} = F_0(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)_B \cdot F_\pi(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)_B \\ \sqrt{J_2(\sigma_H, \sigma_h, \Theta)_C} = F_0(\sigma_H, \sigma_h, d_b)_C \cdot F_\pi(\sigma_H, \sigma_h, d_b)_C \end{cases}$$

Et la solution de ce système d'équations permettrait de déterminer la valeur de  $\sigma_H$ .

La portée angulaire de la zone d'écaillages est l'un des paramètres les plus importants dans les calculs de la contrainte horizontale. Comme décrit dans la section 3.2 de ce mémoire, ce paramètre est mesuré à partir de l'image obtenue de la sonde d'imagerie acoustique. La précision de cette dernière est d'environ 3 mm, ce qui fait qu'un millimètre peut représenter jusqu'à quelques degrés (Simon et Labrie, 2012). En plus, la valeur de ce paramètre varie le long du trou de forage, cela conduit à une incertitude dans le calcul de ce paramètre. L'influence de ce dernier dans le calcul de la contrainte horizontale maximale est montrée dans la Figure 5.3. L'influence augmente en même temps que la portée angulaire de la zone d'écaillages augmente. Vu son

importance, il est plus que nécessaire d'accorder une attention particulière à la détermination de ce paramètre à partir de l'image obtenue de la sonde d'imagerie acoustique.

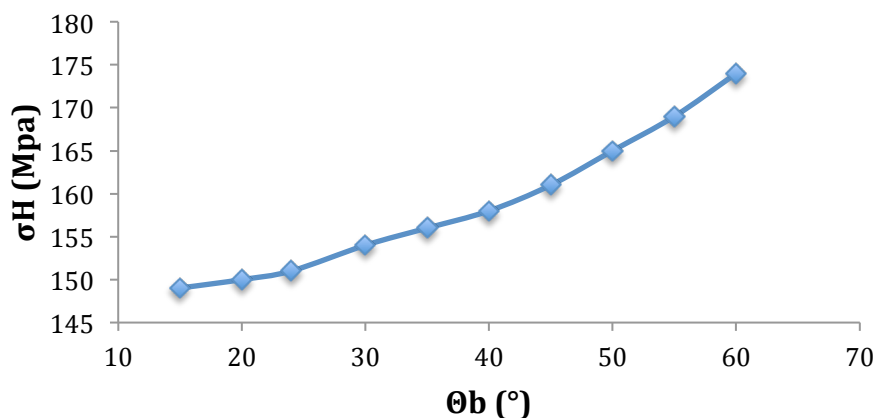


Figure 5.3 : Influence de la portée angulaire de la zone d'écaillages sur le calcul de  $\sigma_H$  pour le cas du Gabbro-919

La solution analytique utilisée a été faite au départ pour un trou ayant un axe parallèle à la direction de l'une des contraintes principales. Et après, elle a été modifiée pour les trous d'axe de direction quelconque ou non parallèle par rapport à celle des contraintes principales. L'utilisation d'un critère de rupture 3D est nécessaire, car il tient compte non seulement de la contrainte principale intermédiaire, mais aussi des contraintes de cisaillement produites par la transformation du système d'axe, contrairement à un critère de rupture 2D.

Aussi, dans les analyses effectuées, le comportement de la roche a été considéré comme parfaitement élastique, cette hypothèse a pour but de simplifier les calculs, car dans la situation étudiée, en grande profondeur et en présence des contraintes élevées, le comportement de la roche est normalement plastique. Cependant, étant donné que ce qui nous intéresse dans l'analyse est de savoir seulement si la roche a atteint la rupture en un point donné à la paroi du trou et non de connaître l'ampleur de cette rupture, cela pourrait justifier la validité de cette hypothèse. De plus, d'autres hypothèses ont été faites sur le comportement de la roche. La dernière a été



considérée comme homogène et isotrope et pourtant en réalité, elle peut se comporter différemment.

Trois autres cas (idéalisés) ont été étudiés dans ce mémoire, le premier concerne un trou horizontal ayant l'axe parallèle à la direction de  $\sigma_h$  (d'orientation : direction  $\alpha_N = 0^\circ$  et de pendage  $\beta = 0^\circ$ ). Pour le deuxième cas, le trou est incliné avec l'axe perpendiculaire à  $\sigma_H$  (direction  $\alpha_N = 0^\circ$  et de pendage  $\beta = 30^\circ$ ) et le dernier cas porte sur un trou d'orientation quelconque (direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et de pendage  $\beta = 44^\circ$ ). Les trois cas ont été analysés avec le même type de roche et à la même profondeur, les résultats obtenus montrent que plus la direction (azimut) et le pendage de l'axe du trou s'éloignent de  $0^\circ$ , plus la portée angulaire de la zone d'écaillage qui se développe à la paroi du trou augmente. En effet, plus la direction et le pendage augmentent, plus les contraintes de cisaillement se développent à la paroi du trou. Ces dernières augmentent les contraintes induites ( $\sqrt{J_2}$ ) autour du trou de forage, créant ainsi une plus grande zone de rupture à sa paroi (voir les Tableaux 4.1 à 4.3).

Pour vérifier la validité de l'approche mathématique utilisée dans les calculs concernant l'angle de forage, les solutions analytiques utilisées ont été comparées avec les solutions numériques (modélisation numérique avec FLAC<sup>3D</sup>). Les Figures 4.10 et 4.11 montrent que les deux solutions sont parfaitement identiques. De là, on peut conclure que l'approche mathématique utilisée est adéquate.

La méthode de mesure indirecte des contraintes présentée dans ce mémoire, qui consiste à déterminer la contrainte principale horizontale maximale à partir des caractéristiques de la zone d'écaillages à la paroi d'un trou de forage, représente une méthode simple d'utilisation et surtout plus économique, comparée aux autres méthodes conventionnelles. Cependant, elle ne permet que d'estimer la contrainte principale horizontale maximale avec un certain ordre de grandeur. Elle représente un outil supplémentaire pour les exploitants des mines profondes. En plus, les données nécessaires pour utiliser cette méthode sont souvent disponibles dans la plupart des mines profondes, car ces données (résultats des essais en laboratoire et images de la paroi des trous de forage provenant de la sonde d'imagerie acoustique) sont utilisées pour d'autres fins par les géologues et les ingénieurs en mécanique des roches.

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Une bonne connaissance de l'état des contraintes en place dans le massif est très importante pour concevoir des ouvrages souterrains. En grande profondeur, ces contraintes ont une plus grande intensité et la plupart des méthodes directes existantes (par rétablissement ou récupération) qui permettent de les mesurer sont inefficaces et parfois même la présence des phénomènes comme le discage, la fermeture et l'endommagement des trous de forage rend la mesure impossible sans oublier les coûts assez considérables associés à ces techniques. C'est pour cette raison, le développement des méthodes alternatives de mesure des contraintes est plus que nécessaire à cause de l'importance de leur connaissance.

Lorsqu'un trou est foré dans un massif qui est soumis à un état des contraintes donné, un certain écaillage est observé à sa paroi. Ce phénomène est surtout amplifié en grande profondeur à cause de l'intensité des contraintes présentes en place et est dû à l'instabilité de la roche à sa paroi. Il est caractérisé par des zones de rupture les deux côtés du trou de forage avec une géométrie symétrique. Plusieurs chercheurs ont démontré que les caractéristiques de ces zones d'écaillage sont fortement liées à l'état des contraintes en place. De cela vient l'intérêt d'utiliser ces caractéristiques pour évaluer les contraintes in situ dans le massif.

Ce projet visait à développer un outil simple d'utilisation permettant d'évaluer les contraintes en profondeur dans le massif à partir des caractéristiques des zones d'écaillage qui se développent à la paroi des trous de forage. La démarche poursuivie dans cette étude a consisté d'abord à examiner la paroi d'un trou foré en profondeur dans la mine Creighton de la compagnie Vale avec une sonde de reconstitution acoustique afin de localiser et de déterminer les caractéristiques des zones d'écaillage qui y sont développées. Ensuite, les échantillons des carottes de forage aux alentours de ces zones ont été prélevés et envoyés en laboratoire pour déterminer leurs propriétés mécaniques. À partir des résultats des essais en laboratoire, les propriétés de la courbe enveloppe du critère  $MSDP_u$  de la roche ont été établies. Par la suite connaissant l'orientation du trou de forage, les caractéristiques des zones d'écaillage et les paramètres de la courbe enveloppe du critère  $MSDP_u$  de la roche, un fichier Excel a été créé afin de déduire la contrainte principale horizontale in situ grâce à une solution analytique, une approche liée à l'angle de forage et certaines hypothèses.

Trois cas idéalisés ont été étudiés avec la solution analytique utilisée. Le premier cas consistait à analyser un trou de forage dont l'axe est parallèle à la direction de l'une des contraintes principales in situ, le deuxième cas traitait d'un trou qui a un axe incliné et perpendiculaire à la direction de l'une des contraintes principales en place. Le dernier cas concernait un trou d'orientation quelconque. Pour valider l'approche liée à l'angle de forage utilisée, la modélisation numérique, des analyses par différences finies ont été réalisées avec le logiciel Flac<sup>3D</sup>. Il a été observé que la solution analytique et la solution numérique étaient parfaitement identiques. Cela a permis de déduire que l'approche utilisée est bonne.

Pour vérifier la solution analytique développée avec des données réelles, le cas du trou foré dans la partie profonde de la mine Creighton cité ci-haut a été analysé. Notons que ce cas correspondait à celui d'un trou ayant un axe incliné et perpendiculaire à la direction d'une contrainte principale ( $\sigma_H$ ).

Les résultats obtenus de ces analyses ont montré que l'utilisation de la résistance à long terme de la roche (le seuil d'initiation des dommages) donne généralement des valeurs plus précises en conformité avec les mesures des contraintes faites dans la région que lorsque la résistance à court terme de la roche (la résistance au pic) est utilisée. Les résultats de 40% des analyses effectuées ont présenté une marge d'erreur inférieure à 20% (objectif fixé initialement). Notons aussi que la marge d'erreur sur les résultats de 60% de ces analyses est inférieure à 40%.

Des analyses de sensibilité ont montré que les paramètres de l'enveloppe du critère de rupture  $MSDP_u$  de la roche : la résistance en compression et l'angle de friction et aussi la portée angulaire de la zone d'écaillage sont les paramètres qui influencent le plus le calcul de la contrainte principale horizontale maximale d'où l'importance de porter une attention particulière à la détermination de ces paramètres.

Vu la simplicité d'exécution et le faible coût associé à cette méthode comparé aux autres méthodes conventionnelles de mesure des contraintes, cette méthode présente des potentialités avantageuses et pourrait constituer un outil supplémentaire pour les ingénieurs en mécanique des roches.

Les résultats obtenus ici sont encourageants. La suite des travaux devrait porter sur :

- L'analyse d'autres trous de forage orientés différemment comme dans le cas d'autres méthodes de mesure des contraintes. Cela permettrait la réduction des erreurs causées par les hypothèses formulées sur les valeurs de la contrainte verticale  $\sigma_v$  et de la contrainte horizontale minimale  $\sigma_h$ .
- Il serait aussi avantageux lors du traitement des données d'analyse de la sonde de reconstitution acoustique d'avoir un fichier WellCAD (.WCL) qui permet l'observation de la coupe transversale ou de la vue en 3D du trou de forage. Cela permettrait de mesurer aussi la profondeur de la zone d'écaillage. La connaissance de ce paramètre permettrait de ne pas considérer certaines hypothèses posées telles que mentionnées dans la section 5.1 de ce rapport.
- Il serait aussi intéressant pour la suite des travaux de réaliser la mesure des contraintes en même temps avec une méthode directe conventionnelle comme celle de la technique du doorstopper modifié si possible, afin de comparer les deux résultats.

## RÉFÉRENCES

- Al-Ajmi, A.M., & Zimmerman, R.W. (2005). Relation between the Mogi and the Coulomb failure criteria. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(3), 431-439.
- Amadei, B., & Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement* (1st<sup>e</sup> éd.). London, U.K.: Chapman & Hall.
- Andreev, G.E. (1995). *Brittle Failure of Rock Materials: Test Results and Constitutive Models*. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema.
- Arjang, B., & Herget, G. (1997). In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines: An update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 15.e11-15.e16.
- ASTM (1988). "Annual book of ASTM standards", vol. 04.08. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D3967-08. (2008). *Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D7012-14. (2014). *Standard test methods for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures*. American Society for Testing and Materials.
- ALT (2009). QL40-ABI Acoustic Televiwer Note on use and operation. Advanced Logic Techology SA.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Sgaoula, J. (1992): Un modèle viscoplastique avec endommagement pour le fluage tertiaire des roches tendres. Proc. 16th Can. Rock Mech. Symp., Sudbury, 109-119.
- Aubertin, M., Gill, D.E., Ladanyi, B. (1994): Constitutive equations with internal state variables for the inelastic behavior of soft rocks. Applied Mech. Rev., ASME, 47(6-2), S97-S101.
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 37(8), 1169-1193.
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2002). *Effet de l'endommagement sur la stabilité des excavations souterraines en roche dure: Etudes et recherches*. Rapport (Institut de recherche en santé et en sécurité du travail du Québec) R-312.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R., & Khalfi, S. (1999). Formulation and application of a short-term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 947-960.
- Aubertin, M., & Simon, R. (1996). A Multiaxial Failure Criterion That Combines Two Quadric Surfaces. In M. Aubertin, F. Hassani & H. Mitri (eds), *Rock Mechanics: Tools and Techniques in Rock Mechanics*, Rotterdam: Balkema, 2, 1729-1736.

- Aubertin, M., & Simon, R. (1997). A damage initiation criterion for low porosity rocks. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 34(3-4), 554.
- Aubertin, M., & Simon, R. (1998). Criterion of multiaxial failure of brittle materials. *Canadian journal of civil engineering*, 25(2), 277-290.
- Aubertin, M. (2012). *Mécanique des roches I - Notes de cours: GML6001*: École Polytechnique de Montréal.
- Babcock, E.A. (1978). Measurement of subsurface fractures from dipmeter logs. *AAPG Bulletin (American Association of Petroleum Geologists)*, 62(7), 1111-1126.
- Bell, J.S., & Gough, D.I. (1983). The use of borehole breakouts in the study of crustal stress. *Hydraulic fracturing stress measurements*, 201, 209.
- Bell, J.S., Caillet, G., & Le Marrec, A. (1992). Present-day stress regime of the southwestern part of the Aquitaine basin, France, as indicated by oil well data. *Journal of Structural Geology*, 14(8-9), 1019-1032.
- Bell, J.S., & Gough, D.I. (1979). Northeast-southwest compressive stress in Alberta: evidence from oil wells. *Earth and Planetary Science Letters*, 45(2), 475-482.
- Bernede, J. (1974). "Mesures de contraintes au vérin plat : nouvelles possibilités", Proc. Of the 4th Cong. Of ISRM, Advances in rock mech., vol 2, partie A, 1974, pp. 433-438.
- Bieniawski, Z.T. (1967a). Mechanism of brittle fracture of rock: Part I—theory of the fracture process. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4), 395-406.
- Bieniawski, Z.T. (1967b). Mechanism of brittle fracture of rock: Part II—experimental studies. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 4(4), 407-423.
- Brace, W.F., Paulding, B.W., & Scholz, C. (1966). Dilatancy in the fracture of crystalline rocks. *Journal of Geophysical Research*, 71(16), 3939-3953.
- Bradley, W.B. (1979). Failure of inclined boreholes. *Journal of Energy Resources Technology, Transactions of the ASME*, 101(4), 232-239.
- Chang, C., & Haimson, B. (2001). *Two Distinct Modes of Compressive Failure In Rocks*. Communication présentée à DC Rocks 2001, The 38th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 7-10 July, Washington, D.C.
- Charlez, P.A. (1991). *Rock Mechanics: Theoretical Fundamentals (Vol. 1)* (Editions Technip<sup>e</sup> éd.).
- Chou, P.C., & Pagano, N.J. (1967). *Elasticity: tensor, dyadic, and engineering approaches*: Courier Corporation.
- Cornet, F.H., & Valette, B. (1984). Two examples of stress measurements by the HTPF method; key questions in rock mechanics, in *Proc. 29<sup>th</sup> US Symp. Rock mech.*, Minneapolis, Belkema, Rotterdam, pp. 615-24.
- Cornet, F.H. (1988). In situ stress determination from hydraulic injection test data. *Journal of Geophysical Research*, 89(B13), 11527-11537.

- Corthésy, R. (1982). *Développement d'une méthode analytique d'interprétation des mesures de pressions de terrains par la technique du "doorstopper" pour des roches anisotropes et non linéaires*. Mémoire inédit, École Polytechnique Montreal.
- Corthésy, R. (1989). *La mesure des contraintes dans le sel gemme*. (Ph.D., Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), Ann Arbor). Accessible par ProQuest Dissertations & Theses Full Text.
- Corthésy, R., Gill, D.E., & Leite, M.H. (1993a). Integrated approach to rock stress measurement in anisotropic non-linear elastic rock. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 30(4), 395-411.
- Corthésy, R., Gill, D.E., Leite, M.H., & Nefzaoui, A. (1993b). Stress measurements and micro-heterogeneity effects. 2nd International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Lisbon, Portugal (pp. 295) A.A. Belkama, Rotterdam.
- Corthésy, R., Gill, D. E., & Ouellet, J. (1993c). Méthodes de mesure des contraintes dans les massifs de roches dures. Sainte-Foy, Québec: Centre de recherche minérales – Ministère de l'Énergie et des Ressources.
- Corthésy, R., & Leite, M.H. (2008). A strain-softening numerical model of core discing and damage. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(3), 329-350.
- Corthésy, R., & Leite, M.H. (2011). *Mécanique des roches II - Notes de cours: GML6002*: École Polytechnique de Montréal.
- Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E., & Gaudin, B. (2003). Stress measurements in soft rocks. *Engineering Geology*, 69(3-4), 381-397.
- Corthésy, R., Leite, M.H., He, G., & Gill, D.E. (1994). RPR method for the doorstopper technique: Four or six stress components from one or two boreholes. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 31(5), 507-516.
- Cox, J.M. (1972). High- resolution dipmeter reveals dip- related boreholeand formatio characteristics. *Journal of Canadian Petroleum Technology*, 11(1), 46-57.
- Cristescu, N. (1985). Viscoplastic creep of rocks around horizontal tunnels. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(6), 453-459.
- Desai, C.S., & Salami, M.R. (1987). Constitutive model for rocks. *ASCE J. Geotech. Engng*, 113, 407-423.
- Durelli, A.J., Obert, L., & Parks, V.J. (1968). Stress required to initiate core discing. *Society of Mining Engineers of AIME -- Transactions*, 241(3), 269-276.
- Eberhardt, E. (2012). The Hoek-Brown Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 981-988.
- Eberhardt, E., Stead, D., & Stimpson, B. (1999). Effects of sample disturbance on the stress-induced microfracturing characteristics of brittle rock. *Canadian geotechnical journal*, 36(2), 239-250.

- Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B., & Read, R.S. (1997). Changes in acoustic event properties with progressive fracture damage. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 34(3-4), 633.
- Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B., & Read, R.S. (1998). Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2), 222-233.
- Ewy, R.T., & Cook, N.G.W. (1990). Deformation and fracture around cylindrical openings in rock—II. Initiation, growth and interaction of fractures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27(5), 409-427.
- Farmer, I. (1983). *Engineering Behavior of the Rocks*, Chapman & Hall.
- Fairhurst, C. (2003). Stress estimation in rock; a brief history and review. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (1997), 40(7-8), 957-973.
- Gill, D.E. (1980). Notes des cours GML 6002 - Mécanique des roches II. École Polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines.
- Gill, D.E., Corthesy, R., Ouellet, J., Dube, P.B., & Nguyen, D. (1987). *Improvements to standard doorstopper and Leeman cell stress measuring techniques* Communication présentée à Proc 2nd International Symposium on Field Measurements in Rock Mech., Kobe.
- Gough, D.I., & Bell, J.S. (1982). Stress orientations from borehole wall fractures with examples from Colorado, east Texas, and northern Canada. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 19(7), 1358-1370.
- Haimson, B. (1997). *Borehole breakouts and core diskning as tools for estimating in situ stress in deep holes*. Communication présentée à Proceedings of the International Symposium Rock Stress, Japan.
- Haimson, B. (2007). Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 157-173.
- Haimson, B., & Herrick, C.G. (1985). *In Situ Stress Evaluation from Borehole Breakouts Experimental Studies*. Communication présentée à Proceedings - Symposium on Rock Mechanics, Rapid City, SD, USA.
- Haimson, B.C., & Herrick, C.G. (1986). Borehole breakouts-a new tool for estimating in situ stress? Dans O. Stephansson (Édit.), *Rock Stress* (p. 271-280): CENTEK Publisher, Lulea, Sweden.
- Haimson, B., & Kovacich, J. (2003). Borehole instability in high-porosity Berea sandstone and factors affecting dimensions and shape of fracture-like breakouts. *Engineering Geology*, 69(3-4), 219-231.
- Haimson, B.C. (1978). The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 167-178.
- Haimson, B.C. (2001). Fracture-like borehole breakouts in high-porosity sandstone: Are they caused by compaction bands? *Physics and Chemistry of the Earth, Part A: Solid Earth and Geodesy*, 26(1), 15-20.



- Haimson, B.C., & Chang, C. (2002). True triaxial strength of the KTB amphibolite under borehole wall conditions and its use to estimate the maximum horizontal in situ stress. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 107(B10), ETG 15-11-ETG 15-14.
- Haimson, B.C., & Herrick, C.G. (1989). *Borehole breakouts and in situ stress*. Communication présentée à Drilling Symposium 1989, January 22, 1989 - January 25, 1989, Houston, TX, USA.
- Haimson, B.C., & Song, I. (1993). Laboratory study of borehole breakouts in Cordova cream: a case of shear failure mechanism. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 30(7), 1047-1056.
- Haimson, B.C., & Song, I. (1998). *Borehole breakouts in Berea sandstone: two porosity-dependent distinct shapes and mechanisms of formation*. Communication présentée à EUROCK 98. Symposium.
- Hakala, M., Hudson, J.A., & Christiansson, R. (2003). Quality control of overcoring stress measurement data. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 1141-1159.
- Heidbach, O., Barth, A., Connolly, P., Fuchs, K., Müller, B., Tingay, M., . . . Wenzel, F. (2004). Stress maps in a minute: The 2004 world stress map release. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 85(49), 521-529.
- Herrick, C.G., & Haimson, B.C. (1994). *Modeling of episodic failure leading to borehole breakouts in Alabama limestone*. Communication présentée à Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium, Jun 1 - 3 1994, Austin, TX, United states.
- Heyman, J. (1972). *Coulomb's Memoir on Statics*. Cambridge University Press, London.
- Hiramatsu Y., Oka Y. 1962. Stress around a shaft or level excavated in ground with a threedimensional stress state. Mem. Faculty Engng., Kyoto Univ., 24: 56-76.
- Hoek, E., & Brown, E.T. (1980). EMPIRICAL STRENGTH CRITERION FOR ROCK MASSES. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), 1013-1035.
- Hyett, A.J., Dyke, C.G., & Hudson, J.A. (1986). *A Critical Examination of Basic Concepts Associated With the Existence And Measurement of In Situ Stress*.
- ITASCA (2012a). Flac3D Command Reference. Itasca Consulting Group Inc.
- ITASCA (2012b). Flac3D Example Applications. Itasca Consulting Group Inc.
- ITASCA (2012c). Flac3D Plot Command Reference. Itasca Consulting Group Inc.
- ITASCA (2012d). Flac3D Theory and Background. Itasca Consulting Group Inc.
- ITASCA (2012e). Flac3D User's Guide. Itasca Consulting Group Inc.
- Jaeger, J.C., & Cook, N.G.W. (1963). Pinching-off and dinking of rocks. *Journal of Geophysical Research*, 68(6), 1759-1765.
- Kaiser, J., (1950). Untersuchung über das Auftreten von Geräuschen beim Zugversuch. Dr.-Ing. Dissertation, Fakultät für Maschinenwesen und Elektrotechnik der Technischen Universität München (TUM).

- Kim, M.K., & Lade, P.V. (1984). MODELLING ROCK STRENGTH IN THREE DIMENSIONS. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 21(1), 21-33.
- Kirsch, G. (1898). Die theorie der elastizität und die bedürfnisse der festigkeitslhre. Veit. Ver. Deut. Ing. Vol. 42, No.28, 797-807.
- Krajcinovic, D. (1996). *Damage mechanics* (vol. 41): Elsevier.
- Labrie, D. (2013). Résultats d'essais en laboratoire sur les roches de la mine Creighton réalisés au laboratoire de CANMET. Communication personnelle, non publiée.
- Lade, P.V. (1977). Elasto-plastic stree-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *International Journal of Solids and Structures*, 13(11), 1019-1035.
- Lade, P.V. (1993). Rock strength criteria: The theories and the evidence. *Comprehensive rock engineering—Principles, practice, and projects*, 1, 255-284.
- Lajtai, E., & Dzik, E. (1996). Searching for the damage threshold in intact rock. *Rock Mechanics: Tools and Techniques*, Aubertin, Hassani & Mitri (eds.), Balkema, 1, 701-708.
- Lavrov, A. (2003). The Kaiser effect in rocks: Principles and stress estimation techniques. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(2), 151-171.
- Lavrov, A., Vervoort, A., Wevers, M., & Napier, J.A.L. (2002). Experimental and numerical study of the Kaiser effect in cyclic Brazilian tests with disk rotation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(3), 287-302.
- Lee, M., & Haimson, B. (1993). Laboratory study of borehole breakouts in Lac du bonnet granite: a case of extensile failure mechanism. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 30(7), 1039-1045.
- Leeman, E.R. (1959). Measurement of changes in rock stress due to mining. *Mine and Quarry Engineering*, 25(7), 300-304.
- Leeman, E.R. (1964). Measurement of stress in rock. *South African Institute of Mining and Metallurgy -- Journal*, 65(2), 45-114.
- Lehtonen, A., Cosgrove, J.W., Hudson, J.A., & Johansson, E. (2012). An examination of in situ rock stress estimation using the Kaiser effect. *Engineering Geology*, 124(0), 24-37.
- Leite, M. H., Corthésy, R., Gill, D. E., St-Onge, M., & Nguyen, D. (1996). The IAM- A down-the-hole conditioner/data Jogger for the modified Doorstopper technique. *Rock Mechanics, Tools & Techniques: Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium, NARMS '96, Montreal* (Vol. 1, pp. 897-904).
- Leite, M.H., Corthésy, R., & Gill, D.E. (2010). *Mécanique des roches et contrôle des terrains : notes de cours : MIN3210*: École Polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines.
- Lemaitre, J. (1992). *A Course on Damage Mechanics*. New York: Springer.
- Lemaitre, J. (1996). *A course on damage mechanics* (2nd rev. and enl.<sup>e</sup> éd.). Berlin: Springer.
- Li, L., Aubertin, M. (1999) Estimation des contraintes dans les roches à partir de l'écaillage autour de trous de forage. *Revue Française de Géotechnique* 89: 3-11.

- Li, L., Aubertin, M., Simon, R. (2000) Maximum and minimum horizontal stress evaluation based on the geometry of a single borehole breakout. *Proceedings, 4th North America Rock Mechanics Symposium*, 31 July – 3 August 2000, Seattle, Wash., J. Girard, M. Liebman, C. Breeds, T. Doe (eds), pp. 865-871. Rotterdam: A.A.Balkema.
- Li, L., Gamache, M., & Aubertin, M. (2000). Parameter determination for nonlinear stress criteria using a simple regression tool. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1332-1347.
- Lim, S.S., & Martin, C.D. (2010). Core diskings and its relationship with stress magnitude for Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(2), 254-264.
- Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T., & Christiansson, R. (2003). An overview of rock stress measurement methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 975-989.
- Martin, C.D. (1993). *The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings*. (Ph.D., The University of Manitoba (Canada), Ann Arbor). Accessible par ProQuest Dissertations & Theses Full Text.
- Martin, C.D., & Chandler, N.A. (1994). Progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 31(6), 643-659.
- Mastin, L., Heinemann, B., Krammer, A., Fuchs, K., & Zoback, M. (1991). Stress orientation in the KTB pilot hole determined from wellbore breakouts. *Scientific drilling*, 2(1), 1-12.
- Mayer, A., Habib, P., Marchand, R. (1951). Underground rock pressure testing, in *Proc. Int. Conf. Rock Pressure and Support in the Workings*, Liege, pp. 217-21
- Mogi, K. (1971). Effect of the triaxial stress system on the failure of dolomite and limestone. *II*(2), 111-127.
- Obert, L., & Stephenson, D.E. (1965). Stress condition under which core discing occurs. *Transaction SME*, 238, 227-235.
- Pan X.D., & Hudson J.A. (1988). A simplified three dimensional Hoek-Brown yield criterion. In: M. Romana (ed.), *Rock Mechanics and Power Plants*. Balkema, p. 95-103.
- Paterson, M.S. (1978). *Experimental rock deformation : the brittle field*. Berlin ; New York: Springer-Verlag.
- Plumb, R.A., & Hickman, S.H. (1985). Stress-induced borehole elongation: A comparison between the four-arm dipmeter and the borehole televiewer in the Auburn geothermal well. *Journal of Geophysical Research*, 90(B7), 5513-5521.
- Pollock, A. (1989). Acoustic emission inspection. *ASM Handbook*, 17, 278-294.
- Ranjith, P.G., Jasinge, D., Choi, S.K., Mehic, M., & Shannon, B. (2010). The effect of CO<sub>2</sub> saturation on mechanical properties of Australian black coal using acoustic emission. *Fuel*, 89(8), 2110-2117.
- Rocha, M., Baptista Lopes, J.J., & Da Silva, J.N. (1966). *A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stresses inside rock masses*. Communication présentée à 1st ISRM Congress.
- Sheorey, P.R. (1997). *Empirical Rock Failure Criteria*. Rotterdam, Netherlands: A.A. Balkema

- Simon, R. (2002). *Étude de l'effet du sautage sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine: Etudes et recherches. Rapport* (Institut de recherche en santé et en sécurité du travail du Québec) R-300.
- Simon, R., & Labrie, D. (2012). *Using borehole breakouts to estimate in situ stresses at depth*. Communication présentée à 46th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium 2012, June 24, 2012 - June 27, 2012, Chicago, IL, United states.
- Song, I. (1998). *Borehole breakouts and core diskings in Westerly granite: Mechanisms of formation and relationship to in situ stress*. (Ph.D., The University of Wisconsin - Madison, Ann Arbor). Accessible par ProQuest Dissertations & Theses Full Text.
- Thompson, P.M., Lang, P.A., & Snider, G.R. (1986). Recent improvements to in situ stress measurements using the overcoring method. *Canadian Geotechnical Conference*, 143-150.
- Vernik, L., & Zoback, M.D. (1992). Estimation of maximum horizontal principal stress magnitude from stress-induced well bore breakouts in the Cajon Pass scientific research borehole. *Journal of Geophysical Research*, 97(B4), 5109-5119.
- Wawersik, W.R., & Fairhurst, C. (1970). Study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 7(5), 561-575.
- Williams, J.H., & Johnson, C.D. (2004). Acoustic and optical borehole-wall imaging for fractured-rock aquifer studies. *Journal of Applied Geophysics*, 55(1-2), 151-159.
- Xue, L., Qin, S., Sun, Q., Wang, Y., Lee, L.M., & Li, W. (2014). A study on crack damage stress thresholds of different rock types based on uniaxial compression tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(4), 1183-1195.
- Yongyi, L., & Schmitt, D.R. (1998). Drilling-induced core fractures and in situ stress. *Journal of Geophysical Research*, 103(B3), 5225-5239.
- Zang, A., & Stephansson, O. (2010). *Stress Field of the Earth's Crust*. Springer
- Zheng, Z., Kemeny, J., & Cook, N.G.W. (1989). Analysis of borehole breakouts. *Journal of Geophysical Research*, 94(B6), 7171-7182.
- Zoback, M.D., Moos, D., Mastin, L., & Anderson, R.N. (1985). Well Bore Breakouts and in Situ Stress. *Journal of Geophysical Research*, 90(B7), 5523-5530.
- Zoback, M.L. (1992). First-and second-order patterns of stress in the lithosphere: the World Stress Map Project. *Journal of Geophysical Research*, 97(B8), 11,703-711,728.

## ANNEXE A – MESURE DE LA PORTÉE ANGULAIRE

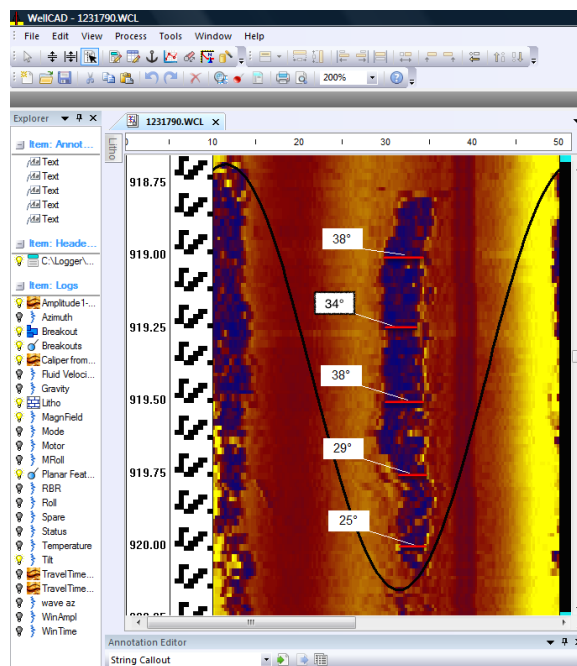


Figure A1 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 919 pi.

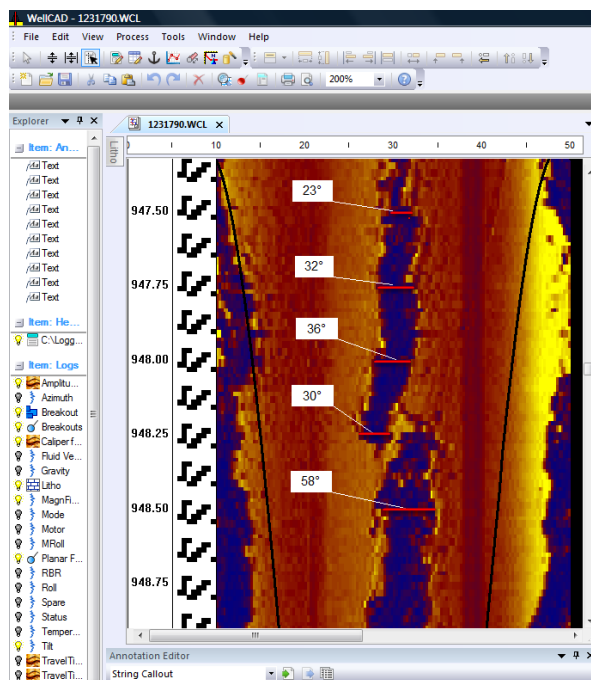


Figure A2 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 948 pi.

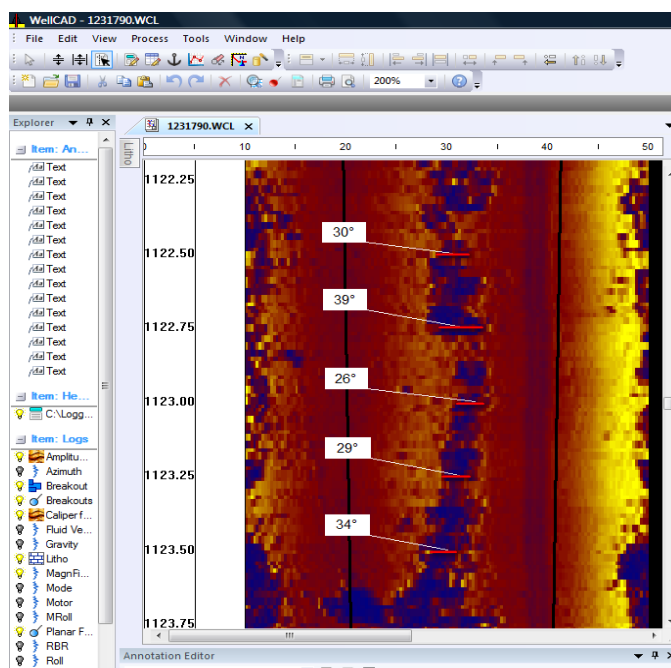


Figure A3 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1123 pi.

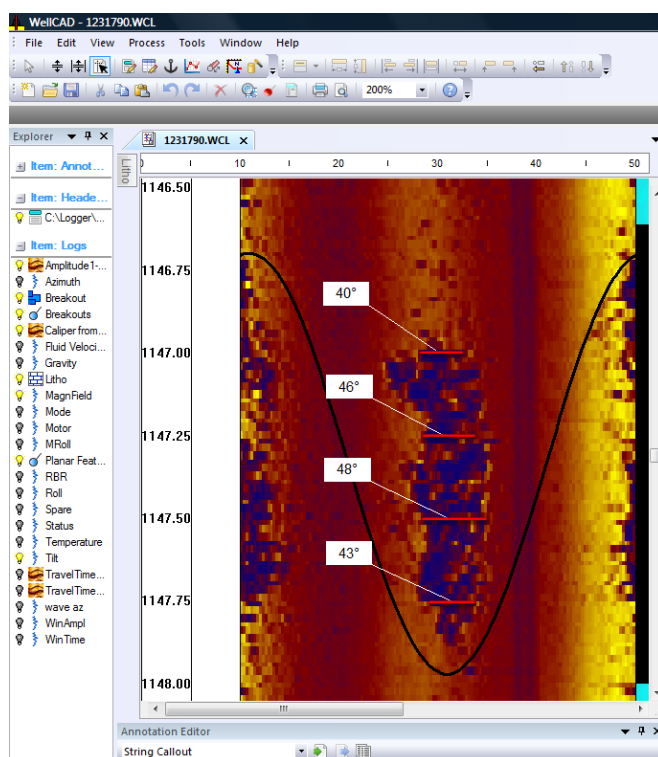


Figure A4 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1147 pi.

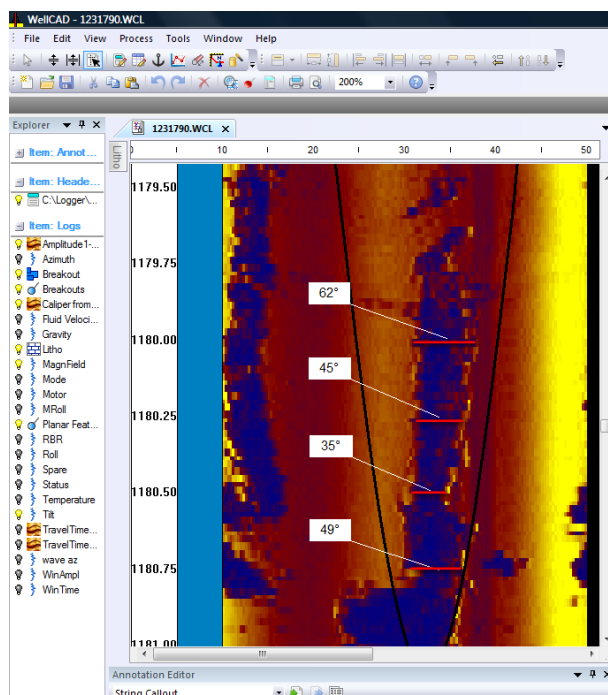


Figure A5 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1180 pi.

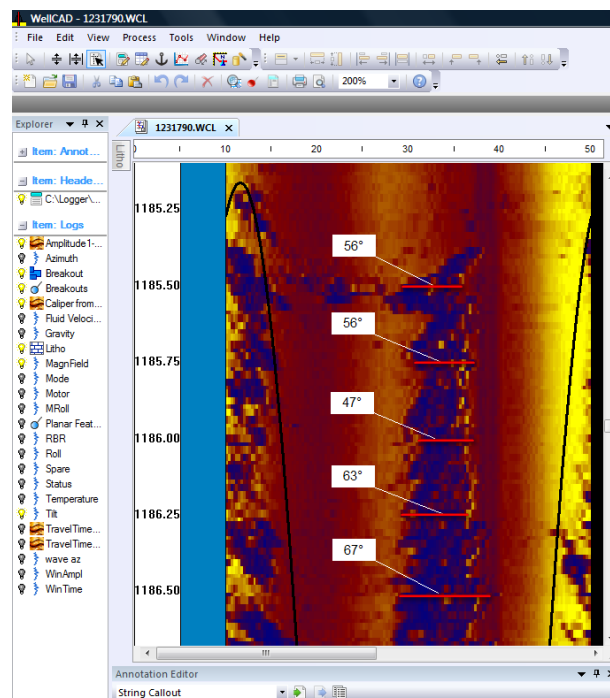


Figure A6 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1186 pi.

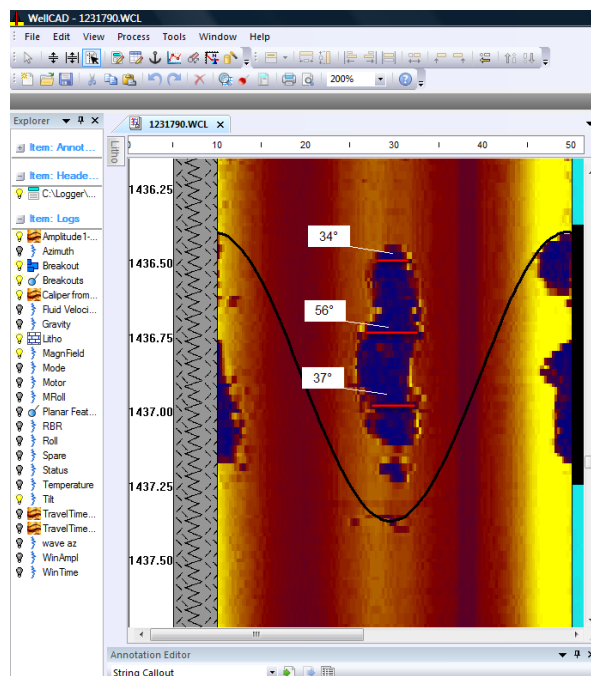


Figure A7 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1437 pi.

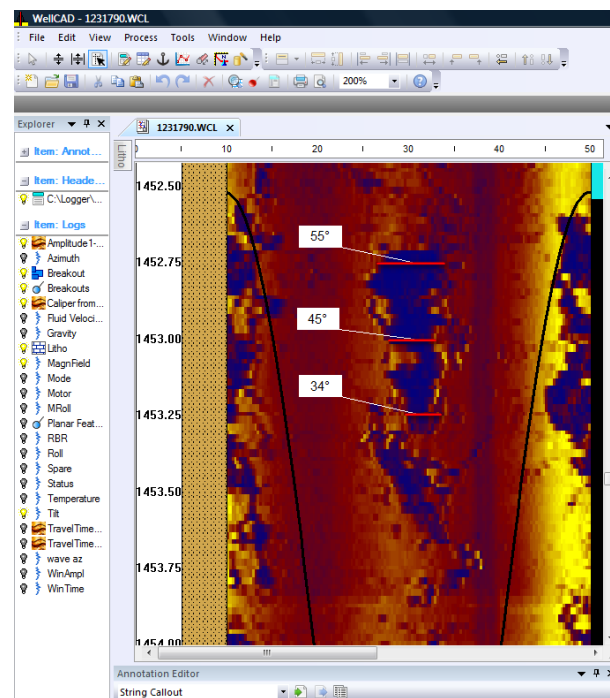


Figure A8 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1453 pi.



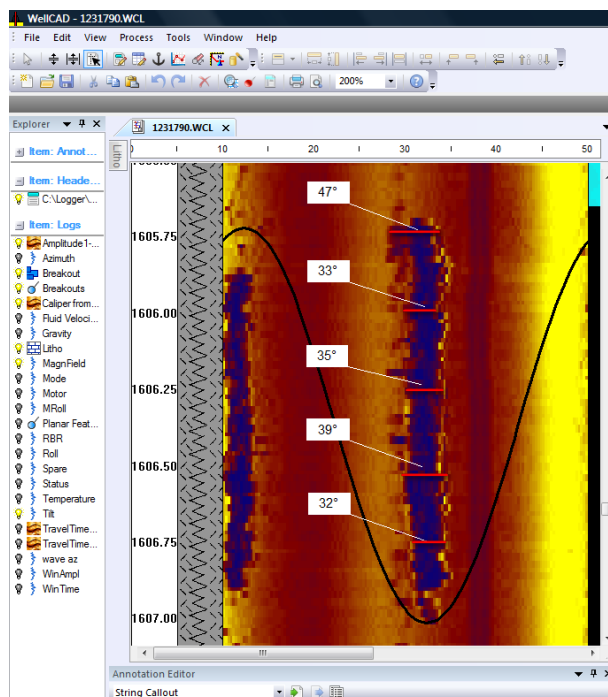


Figure A9 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1606 pi.

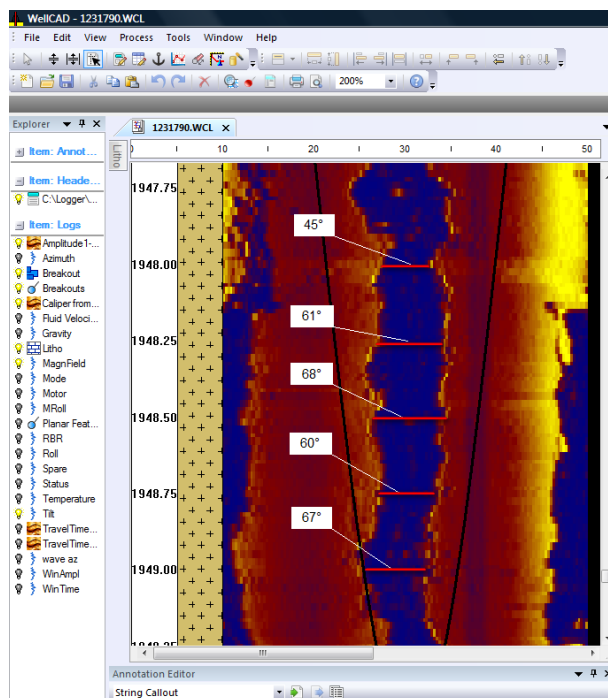


Figure A10 : Mesure de la portée angulaire à la distance du trou 1948 pi.

## ANNEXE B – CAS D’UN TROU DONT L’AXE EST PARALLÈLE À LA DIRECTION DE L’UNE DES CONTRAINTES PRINCIPALES

Notons que les calculs ont été faits avec le logiciel Excel. Pour faciliter les détails de calcul, considérons la valeur de  $\theta_b$  trouvée avec Excel :  $\theta_b = 53^\circ$  et calculons la valeur de FS.

- Calcul des  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$  et  $\sigma_H$

$$\sigma_V = 2614 \text{ m} \times 0,027 \text{ MPa/m} = 70.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = 1.1\sigma_V = 1.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 77.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_H = 2.1\sigma_V = 2.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 148 \text{ MPa}$$

- Calcul des contraintes induites autour du trou au point ( $r=R$ ,  $\theta = \theta_B$ )

$$\nu = 0.338$$

$$\theta_b = 53^\circ$$

$$\theta_B = 90 - \left(\frac{\theta_b}{2}\right) = 90 - (53/2) = 63.5^\circ$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\begin{aligned}\sigma_\theta &= \sigma_H + \sigma_V - 2(\sigma_H - \sigma_V) \cos 2\theta \\ &= 148 + 70.6 - 2(148 - 70.6)\cos(2 \times 63.5) \\ &= 311.76 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma_h - 2\nu(\sigma_H - \sigma_V) \cos 2\theta \\ &= 77.6 - 2 \times 0.338 \times (148 - 70.6)\cos(2 \times 63.5) \\ &= 109.09 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\tau_{\theta z} = \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0$$

- Calcul du facteur e sécurité (FS)

Les paramètres MSDP<sub>u</sub> sont :  $\sigma_C = 110 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_T = 8.54 \text{ MPa}$  et  $\phi = 43^\circ$ , et  $b = 0.75$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = \frac{2 \sin(43)}{\sqrt{3}(3 - \sin(43))} = 0.34$$

$$a_1 = \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left( \frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) = \left( \frac{110 - 8.54}{2} \right) - \left( \frac{110^2 - (8.54/0.75)^2}{6 * (0.34^2)(110 + 8.54)} \right) = -95$$

$$a_2 = \left\{ \left( \frac{\sigma_c + (\sigma_t/b^2)}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} = \left\{ \left( \frac{110 + (8.54/0.75^2)}{3(110 + 8.54)} - 0.34^2 \right) 110 * 8.54 \right\}^{1/2} = 14.90$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] \text{ avec } \sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_2 = \sigma_z \text{ et } \sigma_3 = \sigma_r$$

$$= \tan^{-1} \left[ \frac{311.76 - 2 * 109.09 + 0}{\sqrt{3}(311.76 - 0)} \right] = 9.83^\circ$$

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z = 0 + 311.76 + 109.09 = 420.85 \text{ MPa}$$

$$F_0 = [\alpha^2(I_1^2 - 2a_1I_1) + a_2^2]^{1/2}$$

$$= [0.34^2(420.85^2 - 2 * (-95) * 420.85) + 14.90^2]^{1/2}$$

$$= 173 \text{ MPa}$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1 - b^2) \sin(45^\circ - 1.5\theta)]^{1/2}} = \frac{0.75}{[0.75^2 + (1 - 0.75^2) \sin(45^\circ - 1.5 * 9.83)]^{1/2}} = 0.914$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2] + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2$$

$$= \frac{1}{6} [(311.76)^2 + (311.76 - 109.09)^2 + (109.09)^2]$$

$$= 25028 \text{ MPa}^2$$

$$\sqrt{J_2} = 158.2 \text{ MPa}$$

$$FS = \frac{F_0 F_\pi}{\sqrt{J_2}} = \frac{(173 \text{ MPa}) * 0.914}{(158.2 \text{ MPa})} = 0.9995$$

Si la valeur de  $\theta_b$  est remplacée par  $54^\circ$ , la valeur du facteur de sécurité devient :  $FS = 1.00004$ .

## ANNEXE C – CAS D’UN TROU INCLINÉ DONT L’AXE EST PERPENDICULAIRE À LA DIRECTION DE L’UNE DES CONTRAINTES PRINCIPALES

Notons que les calculs ont été faits avec le logiciel Excel. Pour faciliter les détails de calcul, considérons la valeur de  $\theta_b$  trouvée avec Excel :  $\theta_b = 56^\circ$  et calculons la valeur de FS.

- Calcul des  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$  et  $\sigma_H$

$$\sigma_V = 2614 \text{ m} \times 0,027 \text{ MPa/m} = 70.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = 1.1\sigma_V = 1.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 77.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_H = \sigma_X = 2.1\sigma_V = 2.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 148 \text{ MPa}$$

- Calcul des composantes de contrainte normale et perpendiculaire au trou

Le pendage  $\beta = 30^\circ$

$$\sigma_Y = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta = \frac{77.6 + 70.6}{2} + \frac{77.6 - 70.6}{2} \cos(60) = 72.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Z = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta = \frac{77.6 + 70.6}{2} - \frac{77.6 - 70.6}{2} \cos(60) = 75.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{YZ} = - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \sin 2\beta = - \frac{77.6 - 70.6}{2} \sin(60) = -3.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{XY} = \tau_{XZ} = 0$$

- Calcul des contraintes induites autour du trou au point ( $r=R$ ,  $\theta = \theta_B$ )

$$\nu = 0.338$$

$$\theta_b = 56^\circ$$

$$\theta_B = 90 - \left(\frac{\theta_b}{2}\right) = 90 - (56/2) = 62^\circ$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_X + \sigma_Y - 2(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta - 4\tau_{XY} \sin 2\theta \\ &= 148 + 72.35 - 2(148 - 72.35) \cos(2 \times 62) - 4 \times (0) \sin(2 \times 62) \\ &= 304.96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_z &= \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy} \sin 2\theta \\
&= 75.85 - 2*0.338(148-72.35)\cos(2*62) - 4*0.338*(0)*\sin(2*62) \\
&= 104.45 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\tau_{\theta z} &= 2(\tau_{yz} \cos \theta - \tau_{xy} \sin \theta) \\
&= 2(-3.03)\cos(62) - 0*\sin(62) \\
&= -2.85 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0$$

- Calcul du facteur de sécurité (FS)

Les paramètres MSDP<sub>u</sub> sont :  $\sigma_c = 110 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_t = 8.54 \text{ MPa}$  et  $\phi = 43^\circ$ , et  $b = 0.75$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = \frac{2 \sin(43)}{\sqrt{3}(3 - \sin(43))} = 0.34$$

$$a_1 = \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left( \frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) = \left( \frac{110 - 8.54}{2} \right) - \left( \frac{110^2 - (8.54/0.75)^2}{6*(0.34^2)(110 + 8.54)} \right) = -95$$

$$a_2 = \left\{ \left( \frac{\sigma_c + (\sigma_t/b^2)}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} = \left\{ \left( \frac{110 + (8.54/0.75^2)}{3(110 + 8.54)} - 0.34^2 \right) 110 * 8.54 \right\}^{1/2} = 14.90$$

$$\begin{aligned}
\theta &= \tan^{-1} \left[ \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] \text{ avec } \sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_2 = \sigma_z \text{ et } \sigma_3 = \sigma_r \\
&= \tan^{-1} \left[ \frac{304.96 - 2*104.45 + 0}{\sqrt{3}(304.96 - 0)} \right] = 10.31^\circ
\end{aligned}$$

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z = 0 + 304.96 + 104.45 = 409.41 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
F_0 &= [\alpha^2(I_1^2 - 2a_1I_1) + a_2^2]^{1/2} \\
&= [0.34^2(409.41^2 - 2 * (-95) * 409.41) + 14.90^2]^{1/2} \\
&= 169 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1-b^2) \sin(45^\circ - 1.5\theta)]^{1/2}} = \frac{0.75}{[0.75^2 + (1-0.75^2) \sin(45^\circ - 1.5*10.31^\circ)]^{1/2}} = 0.917$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2] + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{6} [(304.96)^2 + (304.96 - 104.45)^2 + (104.45)^2] + (-2.85)^2 + 0^2 + 0^2 \\
&= 24027 \text{ MPa}^2
\end{aligned}$$

$$\sqrt{J_2} = 155 \text{ MPa}$$

$$FS = \frac{F_0 F_\pi}{\sqrt{J_2}} = \frac{(169 \text{ MPa}) * 0.917}{(155 \text{ MPa})} = 0.9998$$

Si la valeur de  $\theta_b$  est remplacée par  $57^\circ$ , la valeur du facteur de sécurité devient :  $FS = 1.0001$ .

## ANNEXE D – CAS D’UN TROU AYANT UN AXE D’ORIENTATION QUELCONQUE

Notons que les calculs ont été faits avec le logiciel Excel. Pour faciliter les détails de calcul, considérons la valeur de  $\theta_b$  trouvée avec Excel :  $\theta_b = 80^\circ$  et calculons la valeur de FS.

L’orientation du trou est : la direction  $\alpha_N = 25^\circ$  et le pendage  $\beta = 44^\circ$

- Calcul des  $\sigma_V$ ,  $\sigma_h$  et  $\sigma_H$

$$\sigma_V = 2614 \text{ m} \times 0,027 \text{ MPa/m} = 70.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = 1.1\sigma_V = 1.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 77.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_H = 2.1\sigma_V = 2.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 148 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Vh} = \tau_{hH} = \tau_{VH} = 0$$

- Calcul des composantes de contrainte normale et perpendiculaire au trou

La direction  $\alpha_N = 25^\circ$

Le pendage  $\beta = 44^\circ$

Ces composantes sont données par les équations suivantes :

$$\begin{bmatrix} \sigma_Z \\ \sigma_Y \\ \sigma_X \\ \tau_{YX} \\ \tau_{ZX} \\ \tau_{ZY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l_a^2 & m_a^2 & n_a^2 & 2m_a n_a & 2n_a l_a & 2l_a m_a \\ l_b^2 & m_b^2 & n_b^2 & 2m_b n_b & 2n_b l_b & 2l_b m_b \\ l_c^2 & m_c^2 & n_c^2 & 2m_c n_c & 2n_c l_c & 2l_c m_c \\ l_b l_c & m_b m_c & n_b n_c & m_b n_c + m_c n_b & n_b l_c + n_c l_b & l_b m_c + l_c m_b \\ l_c l_a & m_c m_a & n_c n_a & m_a n_c + m_c n_a & n_a l_c + n_c l_a & l_a m_c + l_c m_a \\ l_a l_b & m_a m_b & n_a n_b & m_a n_b + m_b n_a & n_a l_b + n_b l_a & l_a m_b + l_b m_a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_h \\ \sigma_V \\ \sigma_H \\ \tau_{Vh} \\ \tau_{hH} \\ \tau_{hV} \end{bmatrix}$$

Avec :

$$\begin{aligned} l_a &= \cos \beta \cos \alpha_N & l_b &= -\sin \beta \cos \alpha_N & l_c &= -\sin \alpha_N \\ &= \cos(44^\circ) \cos(25^\circ) & &= -\sin(44^\circ) \sin(25^\circ) & &= -\sin(25^\circ) \\ &= 0.652 & &= -0.630 & &= -0.423 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m_a &= \sin \beta & m_b &= \cos \beta & m_c &= 0 \\
 &= \sin(44^\circ) & &= \cos(44^\circ) & & \\
 &= 0.695 & &= 0.719 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_a &= \cos \beta \sin \alpha_N & n_b &= -\sin \beta \sin \alpha_N & n_c &= \cos \alpha_N \\
 &= \cos(44^\circ) \sin(25^\circ) & &= -\sin(44^\circ) \sin(25^\circ) & &= \cos(25^\circ) \\
 &= 0.304 & &= -0.294 & &= 0.906
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_X &= (-0.423)^2 * 77.6 + (0)^2 * 70.6 + (0.906)^2 * 148 \\
 &= 135.43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_Y &= (-0.630)^2 * 77.6 + (0.719)^2 * 70.6 + (-0.294)^2 * 148 \\
 &= 80.05 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_Z &= (-0.652)^2 * 77.6 + (0.695)^2 * 70.6 + (0.304)^2 * 148 \\
 &= 80.73 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{XY} &= (-630) * (-0.423) * 77.6 + (0.719) * (0) * 70.6 + (-0.294) * (0.906) * 148 \\
 &= -18.73 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{YZ} &= (0.652) * (-0.630) * 77.6 + (0.695) * (0.719) * 70.6 + (0.304) * (-0.294) * 148 \\
 &= -9.78 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{XZ} &= (-0.423) * (0.652) * 77.6 + (0) * (0.695) * 70.6 + (0.906) * (0.304) * 148 \\
 &= 19.40 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Calcul des contraintes induites autour du trou au point ( $r=R$ ,  $\theta = \theta_B$ )

$$\nu = 0.337$$

$$\theta_b = 80^\circ$$

$$\theta_B = 90 - \left(\frac{\theta_b}{2}\right) = 90 - (80/2) = 50^\circ$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = \sigma_X + \sigma_Y - 2(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta - 4\tau_{XY} \sin 2\theta$$



$$= 135.43 + 80.05 - 2(135.43 - 80.05)\cos(2*50) - 4*(-18.73)\sin(2*50)$$

$$= 308.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z = \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy} \sin 2\theta$$

$$= 80.73 - 2*0.338(135.43 - 80.05)\cos(2*50) - 4*0.338*(-18.73)*\sin(2*50)$$

$$= 112.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\theta z} = 2(\tau_{yz} \cos \theta - \tau_{xy} \sin \theta)$$

$$= 2((-9.78)\cos(50) - (-18.73)*\sin(50))$$

$$= 16.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0$$

- Calcul du facteur de sécurité (FS)

Les paramètres MSDP<sub>u</sub> sont :  $\sigma_c = 110 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_t = 8.54 \text{ MPa}$  et  $\phi = 43^\circ$ , et  $b = 0.75$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = \frac{2 \sin(43)}{\sqrt{3}(3 - \sin(43))} = 0.34$$

$$a_1 = \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left( \frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) = \left( \frac{110 - 8.54}{2} \right) - \left( \frac{110^2 - (8.54/0.75)^2}{6*(0.34^2)(110 + 8.54)} \right) = -95$$

$$a_2 = \left\{ \left( \frac{\sigma_c + (\sigma_t/b^2)}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} = \left\{ \left( \frac{110 + (8.54/0.75^2)}{3(110 + 8.54)} - 0.34^2 \right) 110 * 8.54 \right\}^{1/2} = 14.90$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] \text{ avec } \sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_2 = \sigma_z \text{ et } \sigma_3 = \sigma_r$$

$$= \tan^{-1} \left[ \frac{308.49 - 2*112.17 + 0}{\sqrt{3}(308.49 - 0)} \right] = 8.95^\circ$$

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z = 0 + 308.49 + 112.17 = 420.66 \text{ MPa}$$

$$F_0 = [\alpha^2(I_1^2 - 2a_1I_1) + a_2^2]^{1/2}$$

$$= [0.34^2(420.66^2 - 2 * (-95) * 420.66) + 14.90^2]^{1/2}$$

$$= 172.86 \text{ MPa}$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1 - b^2) \sin(45^\circ - 1.5\theta)^2]^{1/2}} = \frac{0.75}{[0.75^2 + (1 - 0.75^2) \sin(45^\circ - 1.5*8.95)^2]^{1/2}} = 0.908$$

$$\begin{aligned}
 J_2 &= \frac{1}{6} [(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2] + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2 \\
 &= \frac{1}{6} [(308.49)^2 + (308.49 - 112.17)^2 + (112.17)^2] + (16.12)^2 + 0^2 + 0^2 \\
 &= 24641.5 \text{ MPa}^2
 \end{aligned}$$

$$\sqrt{J_2} = 156.98 \text{ MPa}$$

$$FS = \frac{F_0 F_\pi}{\sqrt{J_2}} = \frac{(172.86 \text{ MPa}) * 0.908}{(156.98 \text{ MPa})} = 0.9998$$

Si la valeur de  $\theta_b$  est remplacée par  $81^\circ$ , la valeur du facteur de sécurité devient :  $FS = 1.0008$ .

## ANNEXE E – CODE DE GÉNÉRATION DU MODÈLE FLAC<sup>3D</sup> : CAS D'UN TROU AYANT UN AXE D'ORIENTATION QUELCONQUE

; Création d'un quart de modèle

; Zone A

```
gen zone radcyl size 1 65 20 9 rat 1 1 1 1.1 p0 0 0 0 p1 60.8 0 0 p2 0 152 0 p3 0 0 60.8 dim 30.4
30.4 30.4 30.4 fill
```

; Zone B

```
gen zone radcyl size 1 286 90 20 rat 1 1 1 1.1 p0 0 152 0 p1 60.8 152 0 p2 0 304 0 p3 0 152 60.8
dim 30.4 30.4 30.4 30.4 fill
```

; Zone C

```
gen zone radcyl size 1 65 20 9 rat 1 1 1 1.1 p0 0 304 0 p1 60.8 304 0 p2 0 456 0 p3 0 304 60.8
dim 30.4 30.4 30.4 30.4 fill
```

; Zone D

```
gen zone radtun size 5 39 5 37 rat 1 1 1 1 p1 456 0 0 p2 0 456 0 p3 0 0 456 p4 456 456 0 p5 0
456 456 p6 456 0 456 p7 456 456 456 p8 60.8 0 0 p9 0 0 60.8 p10 60.8 456 0 p11 0 456 60.8 p12
60.8 0 60.8 p13 60.8 456 60.8 dim 60.8 60.8 60.8 60.8
```

; Reproduction par symétrie pour former un modèle entier

```
gen zone reflect dip 90 dd 90 orig 0 0 0
```

```
gen zone reflect dip 0 dd 0 orig 0 0 0
```

; Attache des faces (entre deux zones de différente densité du maillage)

```
attach face range x 60.75 60.85 y 0 456 z -60.8 60.8
```

```
attach face range x -60.75 -60.85 y 0 456 z -60.8 60.8
```

attach face range x -60.8 60.8 y 0 456 z 60.75 60.85

attach face range x -60.8 60.8 y 0 456 z -60.75 -60.85

attach face range x -60.8 60.8 y 151.5 152.5 z -60.8 60.8

attach face range x -60.8 60.8 y 303.5 304.5 z -60.8 60.8

; Assignation de la zone : trou de forage

range name Hole cylinder end1 0 0 0 end2 0 456 0 radius 30.4

; Propriétés, initialisation et application des contraintes dans le modèle

model mech elas

prop bulk 41.12e9 shear 14.93e9

ini sxx -136.25e6 syy -80.13e6 szz -80.82e6 sxy -19.00e6 sxz 19.67e6 syz -9.87e6

apply sxx -136.25e6 sxy -19.00e6 sxz 19.67e6 range x 455.9 456.1

apply sxy -19.00e6 sxz 19.67e6 range x -455.9 -456.1

apply syy -80.13e6 sxy -19.00e6 syz -9.87e6 range y -.001 .001

apply sxy -19.00e6 syz -9.87e6 range y 455.9 456.1

apply szz -80.82e6 sxz 19.67e6 syz -9.87e6 range z 455.9 456.1

apply sxz 19.67e6 syz -9.87e6 range z -455.9 -456.1

; Fixations des déplacements aux frontières du modèle

fix x range x -455.9 -456.1

fix y range y 455.9 456.1

fix z range z -455.9 -456.1

; Test d'équilibre

solve

save Greygraniteqlcq149\_25\_6ini.sav

; Initialisation des déplacements

restore Greygraniteqlcq149\_25\_6ini.sav

ini xdis 0 ydis 0 zdis 0

ini xvel 0 yvel 0 zvel 0

; Forage du trou, lancement des calculs et sauvegarde du modèle

model mech null range nrange Hole

solve

save Greygraniteqlcq149\_25\_6.sav

## ANNEXE F – APPLICATION AVEC DES DONNÉES RÉELLES : CAS DU TROU INCLINÉ ET PERPENDICULAIRE À $\sigma_H$

Notons que les calculs ont été faits avec le logiciel Excel. Pour faciliter les détails de calcul, considérons la valeur de  $\sigma_H$  trouvée avec Excel :  $\sigma_H = \sigma_X = 139$  MPa et calculons la valeur de FS.

- Calcul des  $\sigma_V$  et  $\sigma_h$

$$\sigma_V = 2614 \text{ m} \times 0,027 \text{ MPa/m} = 70.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = 1.1\sigma_V = 1.1 \times 70.6 \text{ MPa} = 77.6 \text{ MPa}$$

- Calcul des composantes de contrainte normale et perpendiculaire au trou

Le pendage  $\beta = 44^\circ$

$$\sigma_Y = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} + \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta = \frac{77.6 + 70.6}{2} + \frac{77.6 - 70.6}{2} \cos(88) = 74.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_Z = \frac{\sigma_h + \sigma_V}{2} - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \cos 2\beta = \frac{77.6 + 70.6}{2} - \frac{77.6 - 70.6}{2} \cos(88) = 74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{YZ} = - \frac{\sigma_h - \sigma_V}{2} \sin 2\beta = - \frac{77.6 - 70.6}{2} \sin(88) = -3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{XY} = \tau_{XZ} = 0$$

- Calcul des contraintes induites autour du trou au point ( $r=R$ ,  $\theta = \theta_B$ )

$$\nu = 0.337$$

$$\theta_b = 44^\circ$$

$$\theta_B = 90 - \left(\frac{\theta_b}{2}\right) = 90 - (44/2) = 68^\circ$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_X + \sigma_Y - 2(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta - 4\tau_{XY} \sin 2\theta \\ &= 139 + 74.2 - 2(139 - 74.2) \cos(2 \times 68) - 4 \times (0) \sin(2 \times 68) \\ &= 306.52 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_z = \sigma_Z - 2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta - 4\nu\tau_{XY} \sin 2\theta$$

$$= 74 - 2 * 0.337(139 - 74.2) \cos(2 * 68) - 4 * 0.337 * (0) * \sin(2 * 68)$$

$$= 105.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\theta z} = 2(\tau_{YZ} \cos \theta - \tau_{XY} \sin \theta)$$

$$= 2(-3.5) \cos(68) - 0 * \sin(68)$$

$$= -2.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0$$

- Calcul du facteur e sécurité (FS)

Les paramètres MSDP<sub>u</sub> sont :  $\sigma_c = 110 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_t = 8.54 \text{ MPa}$  et  $\phi = 43^\circ$ , et  $b = 0.75$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = \frac{2 \sin(43)}{\sqrt{3}(3 - \sin(43))} = 0.34$$

$$a_1 = \left( \frac{\sigma_c - \sigma_t}{2} \right) - \left( \frac{\sigma_c^2 - (\sigma_t/b)^2}{6\alpha^2(\sigma_c + \sigma_t)} \right) = \left( \frac{110 - 8.54}{2} \right) - \left( \frac{110^2 - (8.54/0.75)^2}{6 * (0.34^2)(110 + 8.54)} \right) = -95$$

$$a_2 = \left\{ \left( \frac{\sigma_c + (\sigma_t/b^2)}{3(\sigma_c + \sigma_t)} - \alpha^2 \right) \sigma_c \sigma_t \right\}^{1/2} = \left\{ \left( \frac{110 + (8.54/0.75^2)}{3(110 + 8.54)} - 0.34^2 \right) 110 * 8.54 \right\}^{1/2} = 14.90$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{\sigma_1 - 2\sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] \text{ avec } \sigma_1 = \sigma_\theta, \sigma_2 = \sigma_z \text{ et } \sigma_3 = \sigma_r$$

$$= \tan^{-1} \left[ \frac{306.52 - 2 * 105.75 + 0}{\sqrt{3}(306.52 - 0)} \right] = 10.15^\circ$$

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z = 0 + 306.52 + 105.75 = 412.27 \text{ MPa}$$

$$F_0 = [\alpha^2(I_1^2 - 2a_1I_1) + a_2^2]^{1/2}$$

$$= [0.34^2(412.27^2 - 2 * (-95) * 412.27) + 14.90^2]^{1/2}$$

$$= 169.97 \text{ MPa}$$

$$F_\pi = \frac{b}{[b^2 + (1 - b^2) \sin(45^\circ - 1.5\theta)]^{1/2}} = \frac{0.75}{[0.75^2 + (1 - 0.75^2) \sin(45^\circ - 1.5 * 10.15)]^{1/2}} = 0.916$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2] + \tau_{r\theta}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{rz}^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{6} [(306.52)^2 + (306.52 - 105.75)^2 + (105.75)^2] + (-2.62)^2 + 0^2 + 0^2 \\
&= 24248 \text{ MPa}^2
\end{aligned}$$

$$\sqrt{J_2} = 155.718 \text{ MPa}$$

$$FS = \frac{F_0 F_{\pi}}{\sqrt{J_2}} = \frac{(169.97 \text{ MPa}) * 0.916}{(155.718 \text{ MPa})} = 0.9998$$

Si la valeur de  $\sigma_H$  est remplacée par 138 MPa, la valeur du facteur de sécurité devient : FS = 1.0015.



## ANNEXE G – COURBES ‘CONTRAINTE-DÉFORMATION’ DES ÉCHANTILLONS DES ROCHES TESTÉS EN LABORATOIRE

B: Essai brésilien

U: Essai de compression uniaxiale

T: Essai de compression triaxiale, S3: Pression de confinement.

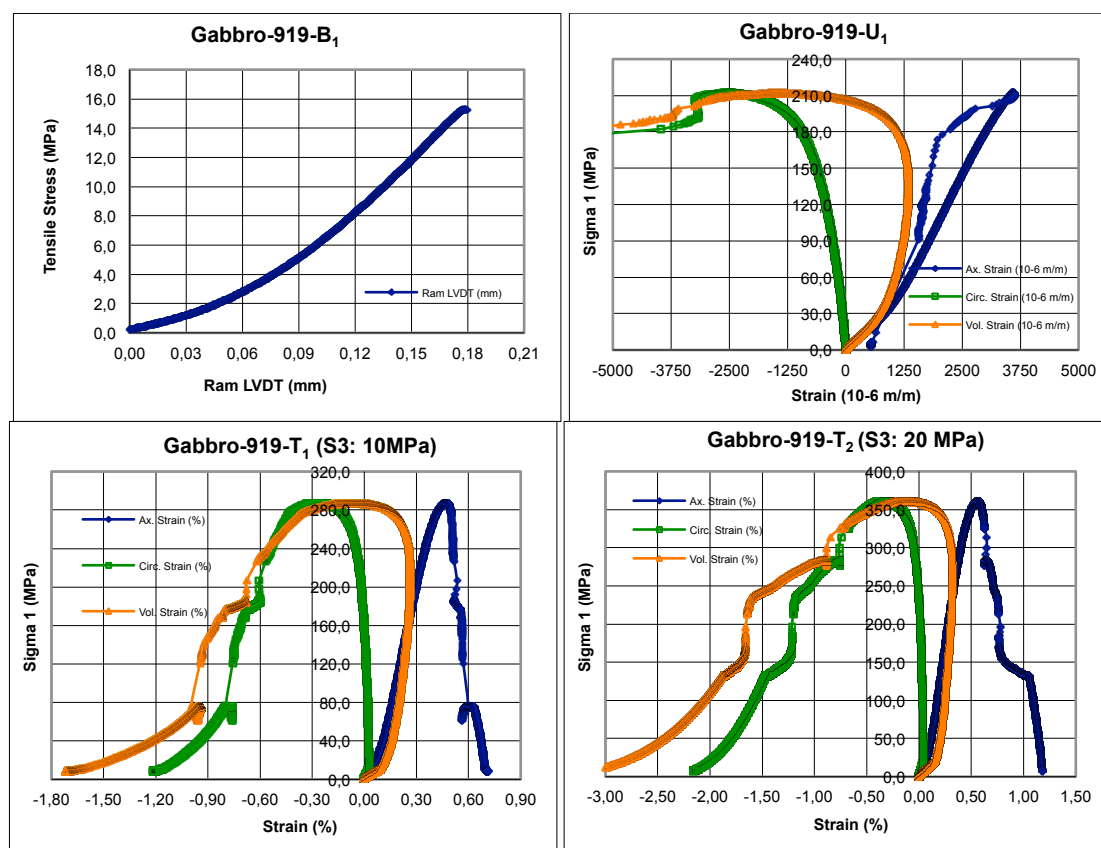


Figure G1 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du Gabbro-919 (d’après Labrie, 2013)

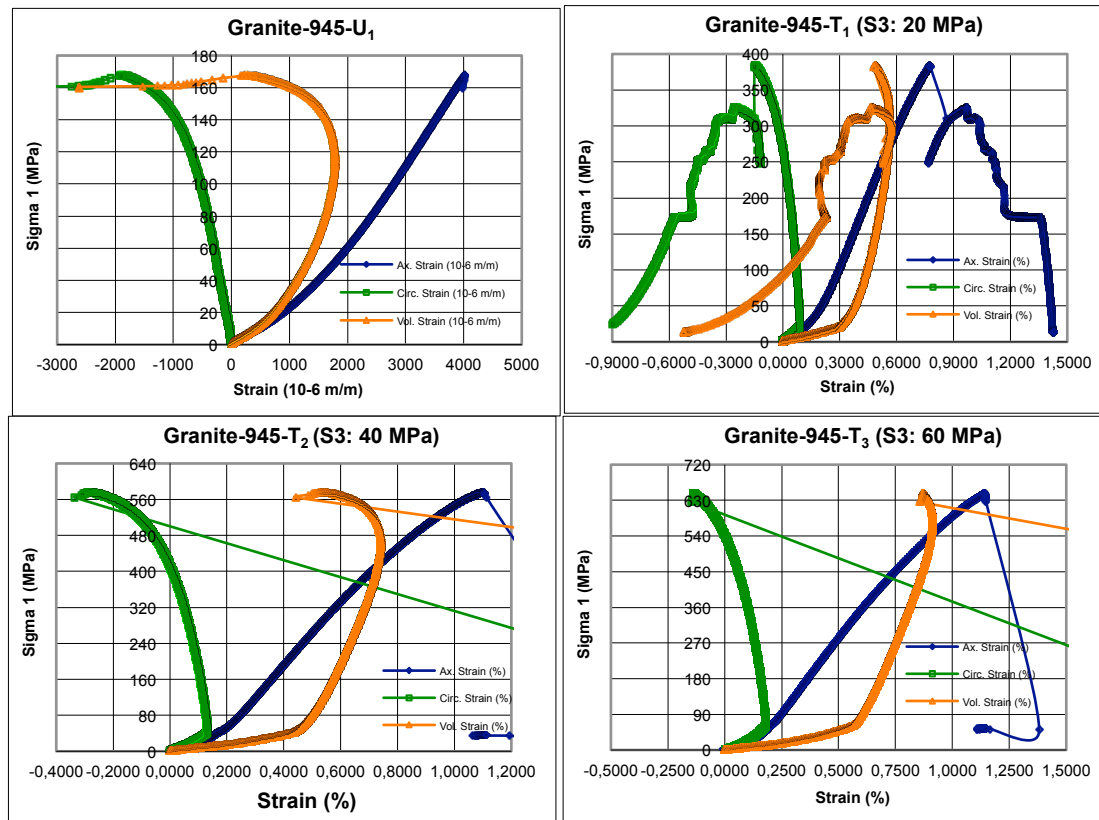


Figure G2 : Courbes 'Contraint-Déformation' du Granite-945 (d'après Labrie, 2013)

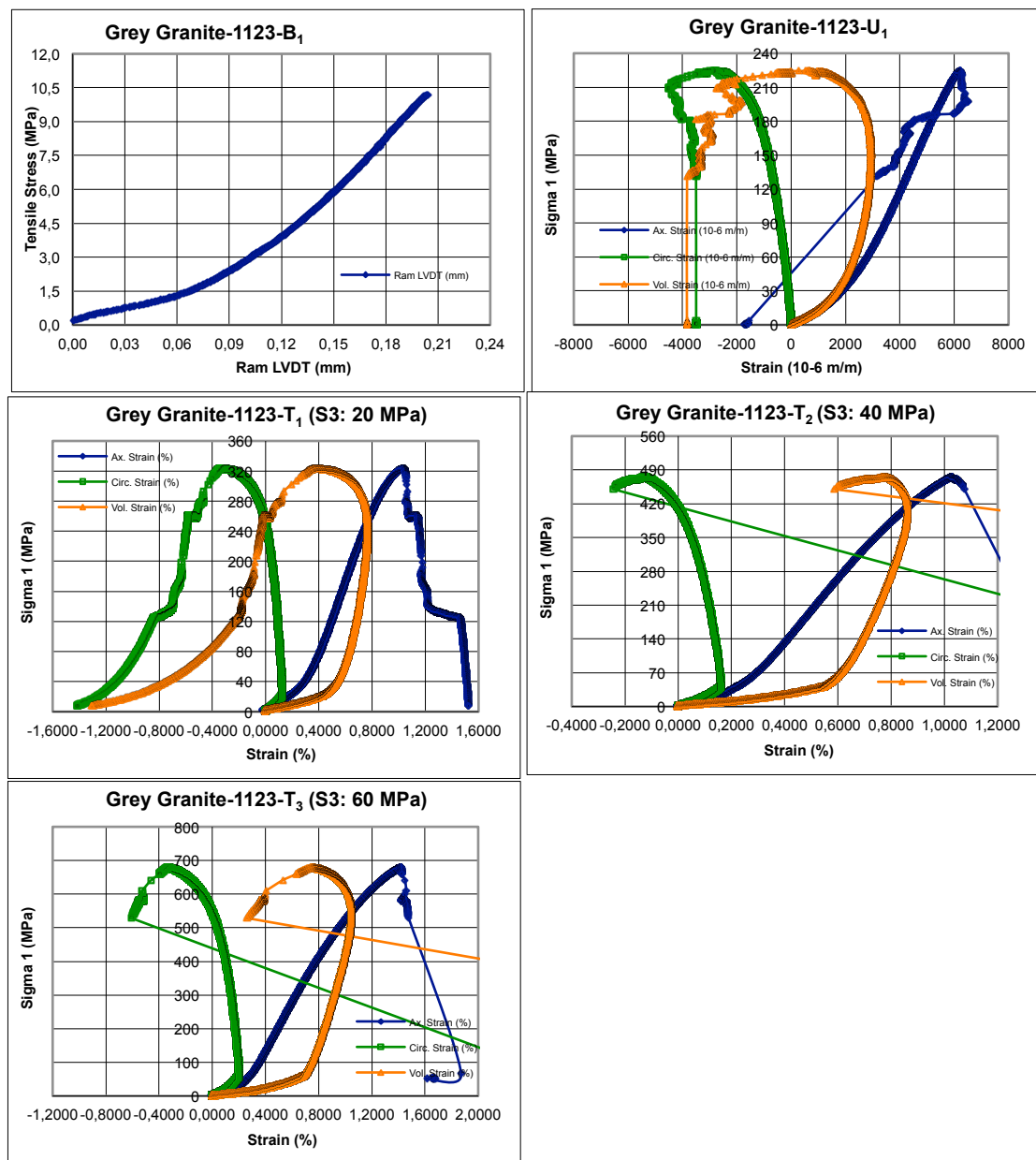


Figure G3 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Grey Granite-1123 (d'après Labrie, 2013)

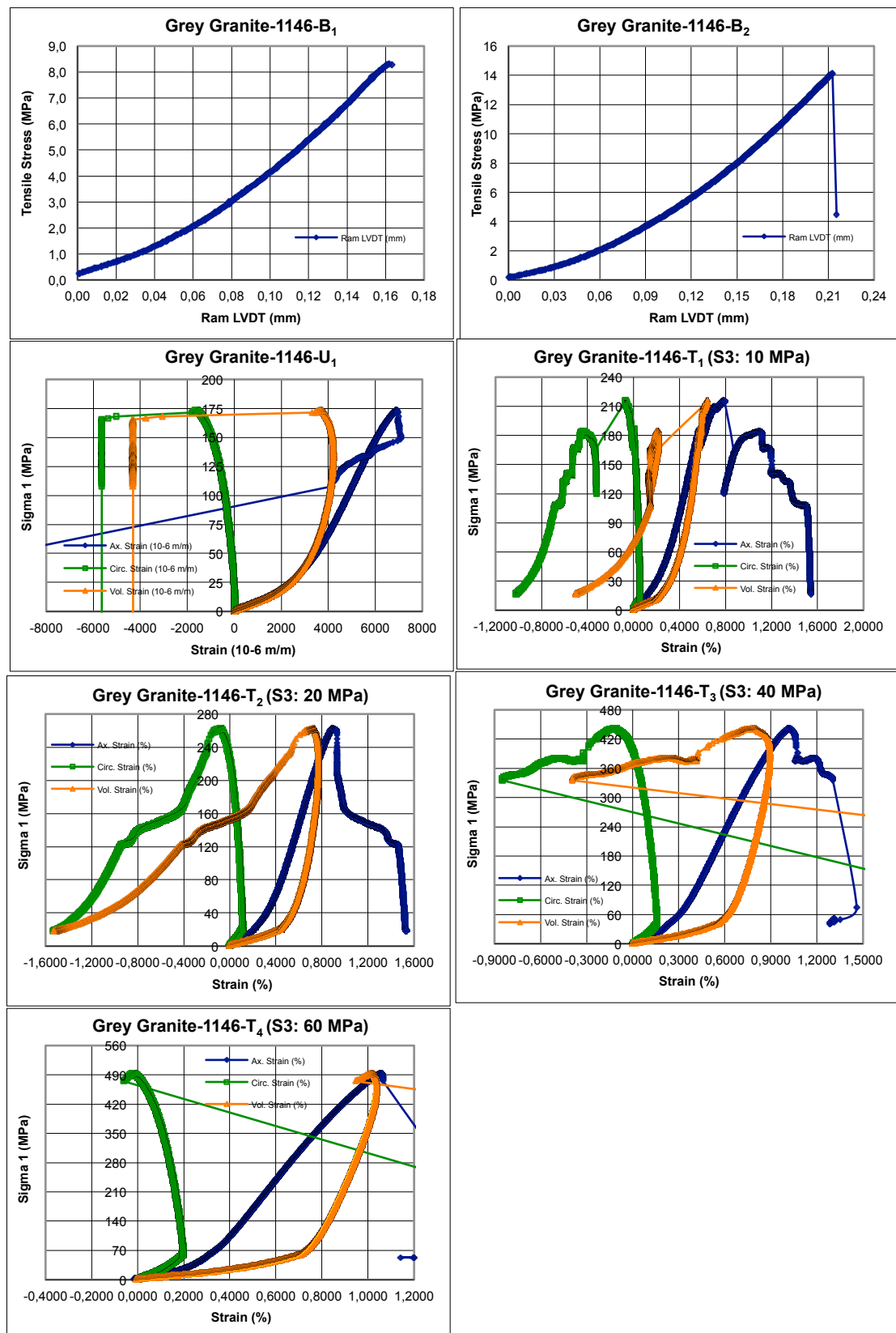


Figure G4 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du Grey Granite-1146 (d'après Labrie, 2013)

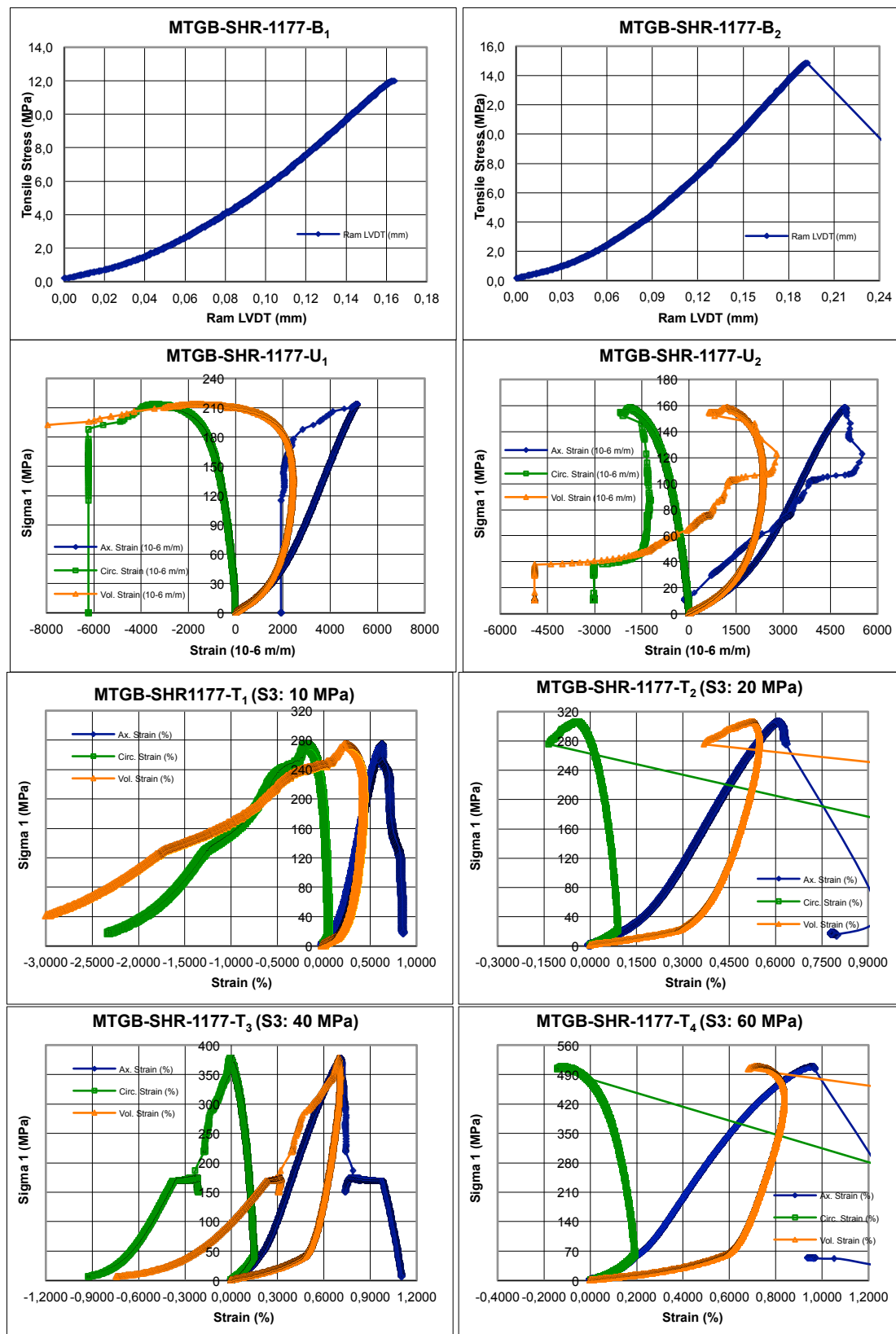


Figure G5 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du MTGB-SHR-1177 (d’après Labrie, 2013)

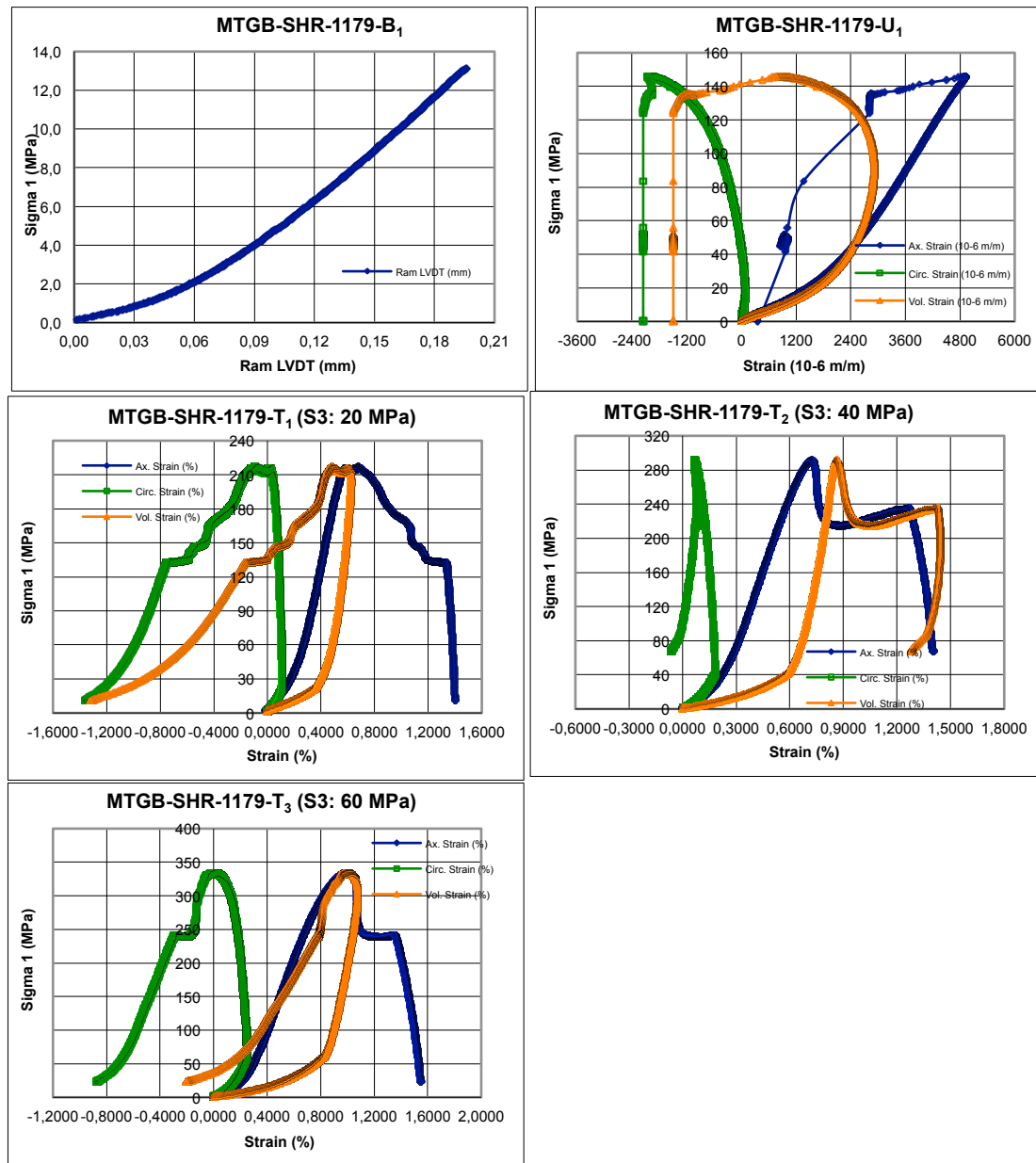


Figure G6 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du MTGB-SHR-1179 (d’après Labrie, 2013)

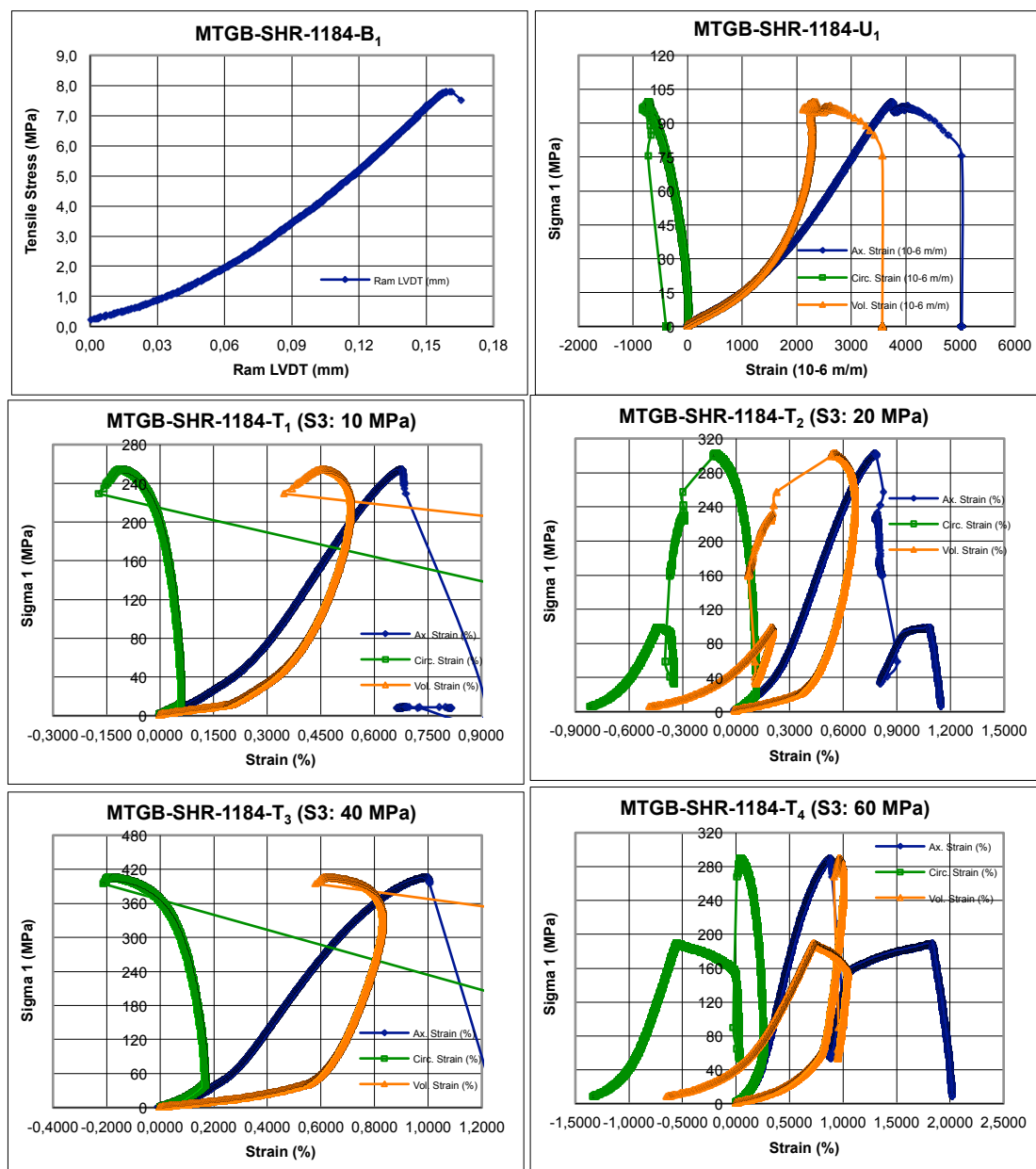


Figure G7 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MTGB-SHR-1184 (d'après Labrie, 2013)

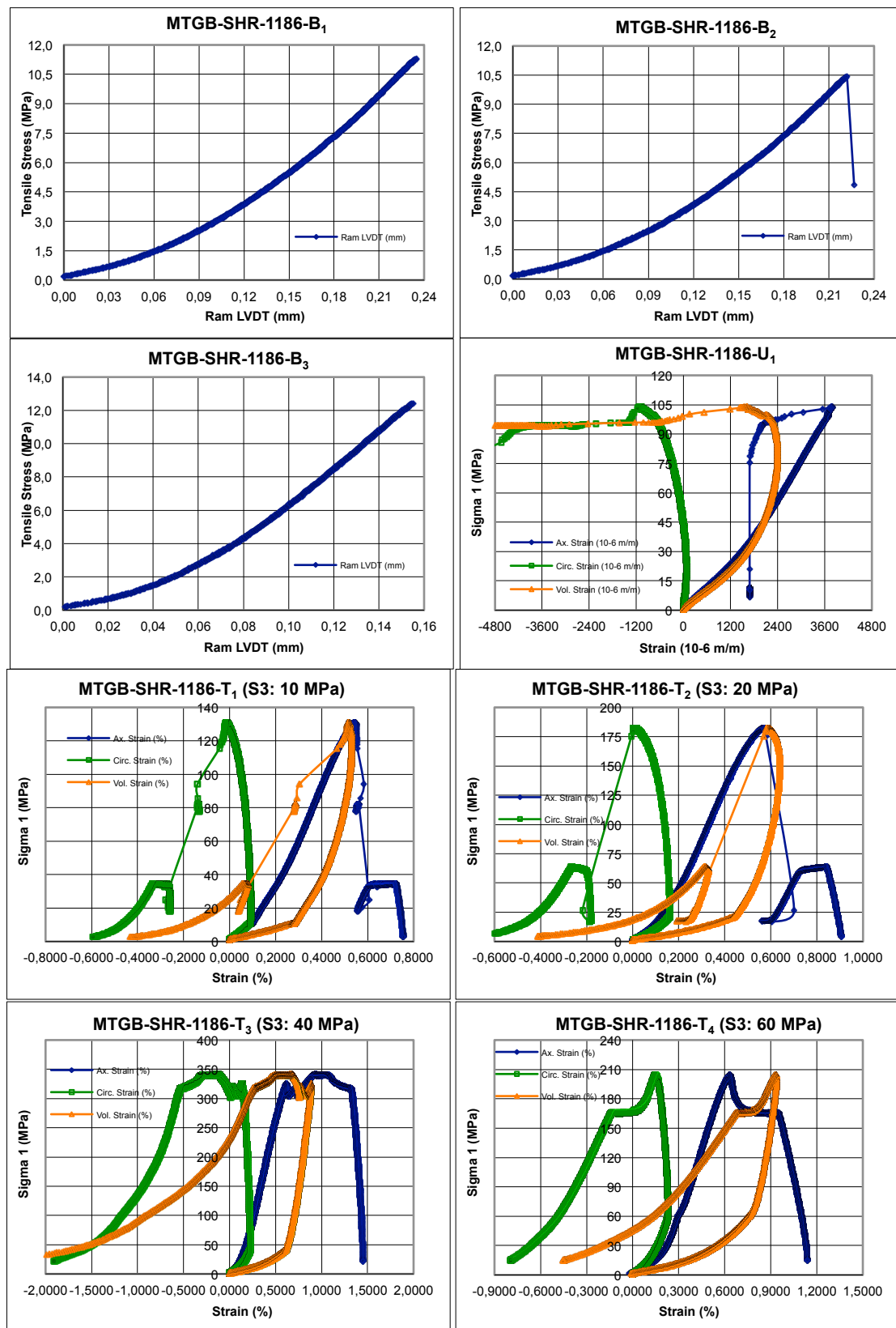


Figure G8 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du MTGB-SHR-1186 (d’après Labrie, 2013)



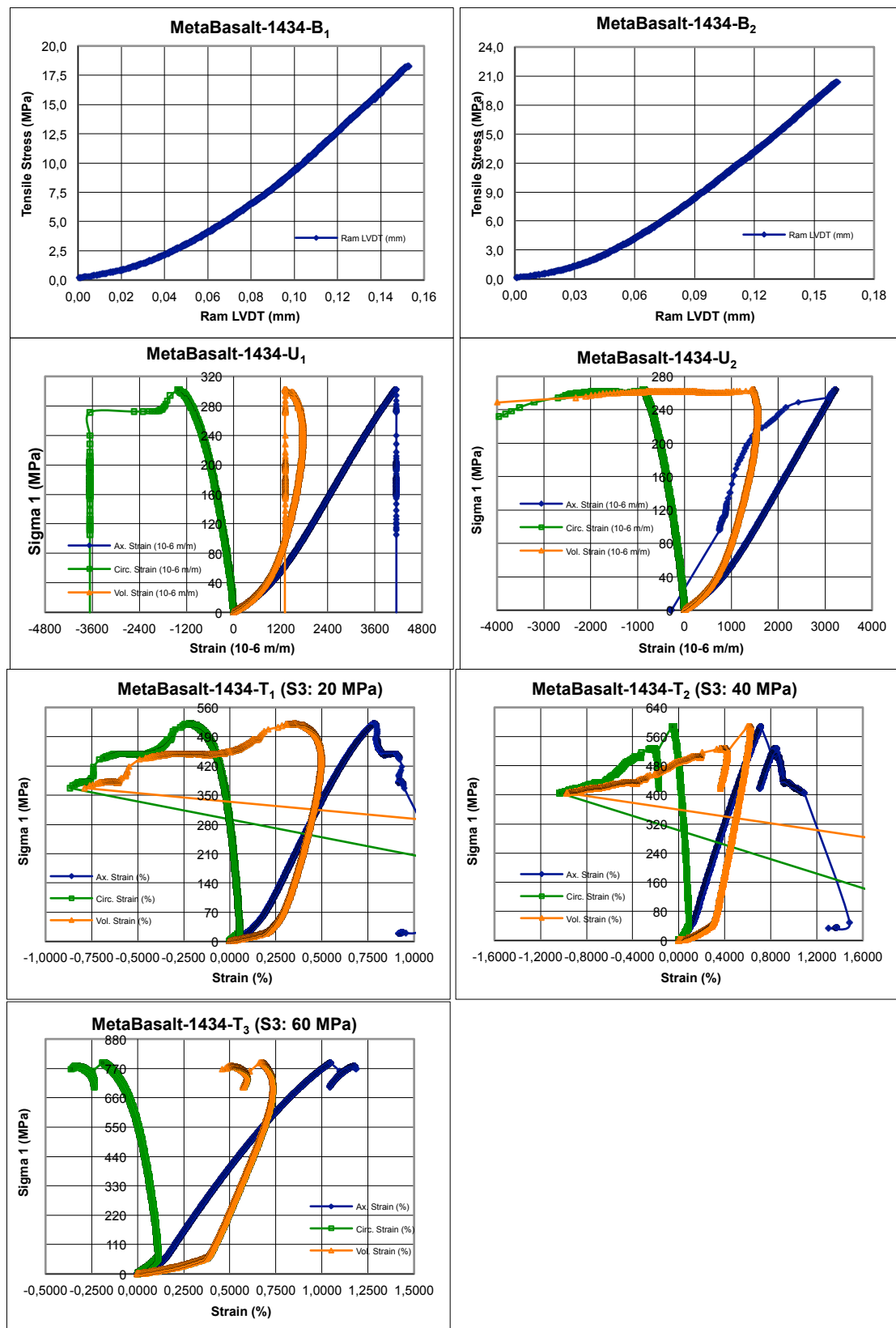


Figure G9 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du MetaBasalt-1434 (d’après Labrie, 2013)

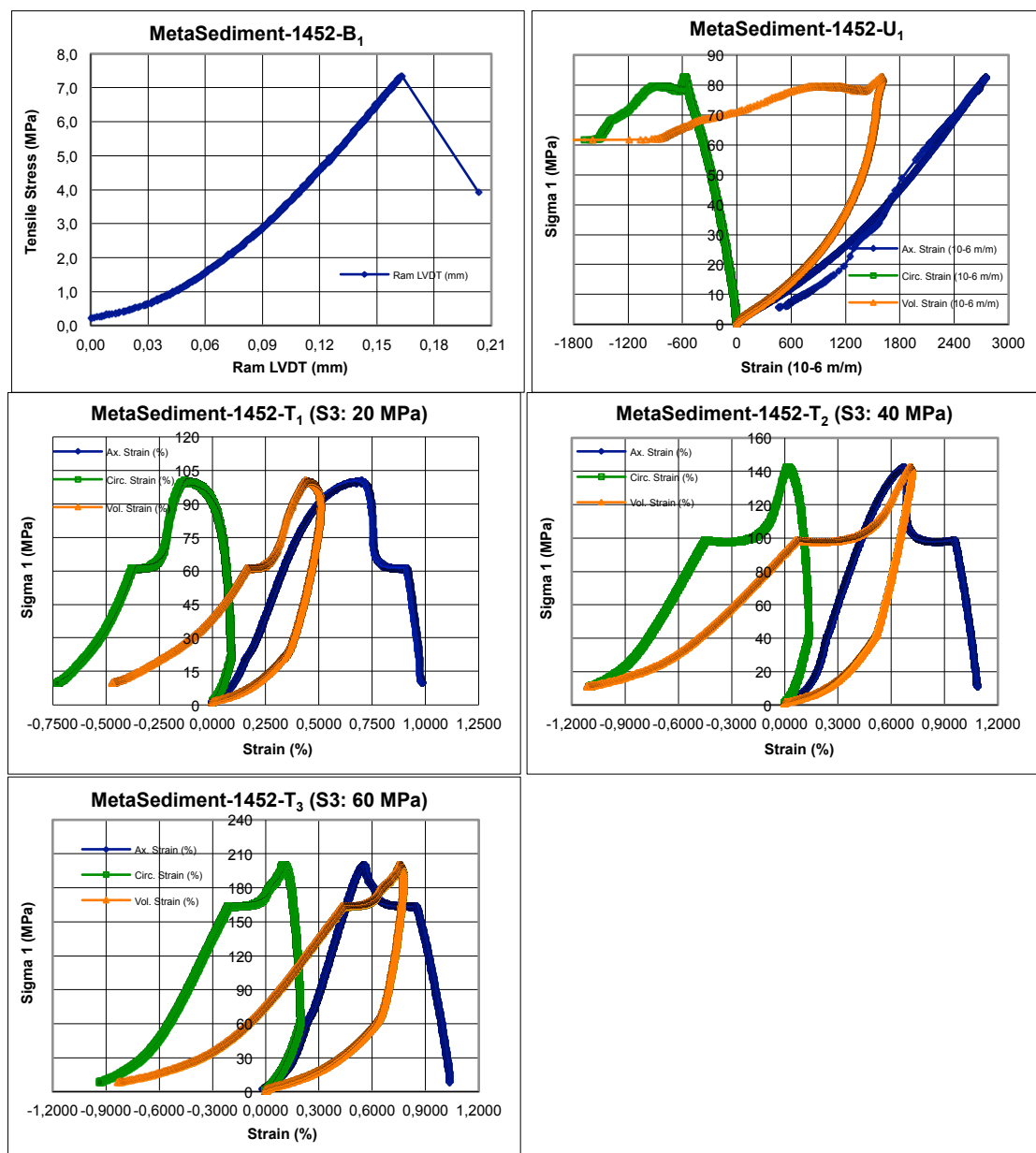


Figure G10 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MetaSediment-1452 (d'après Labrie, 2013)

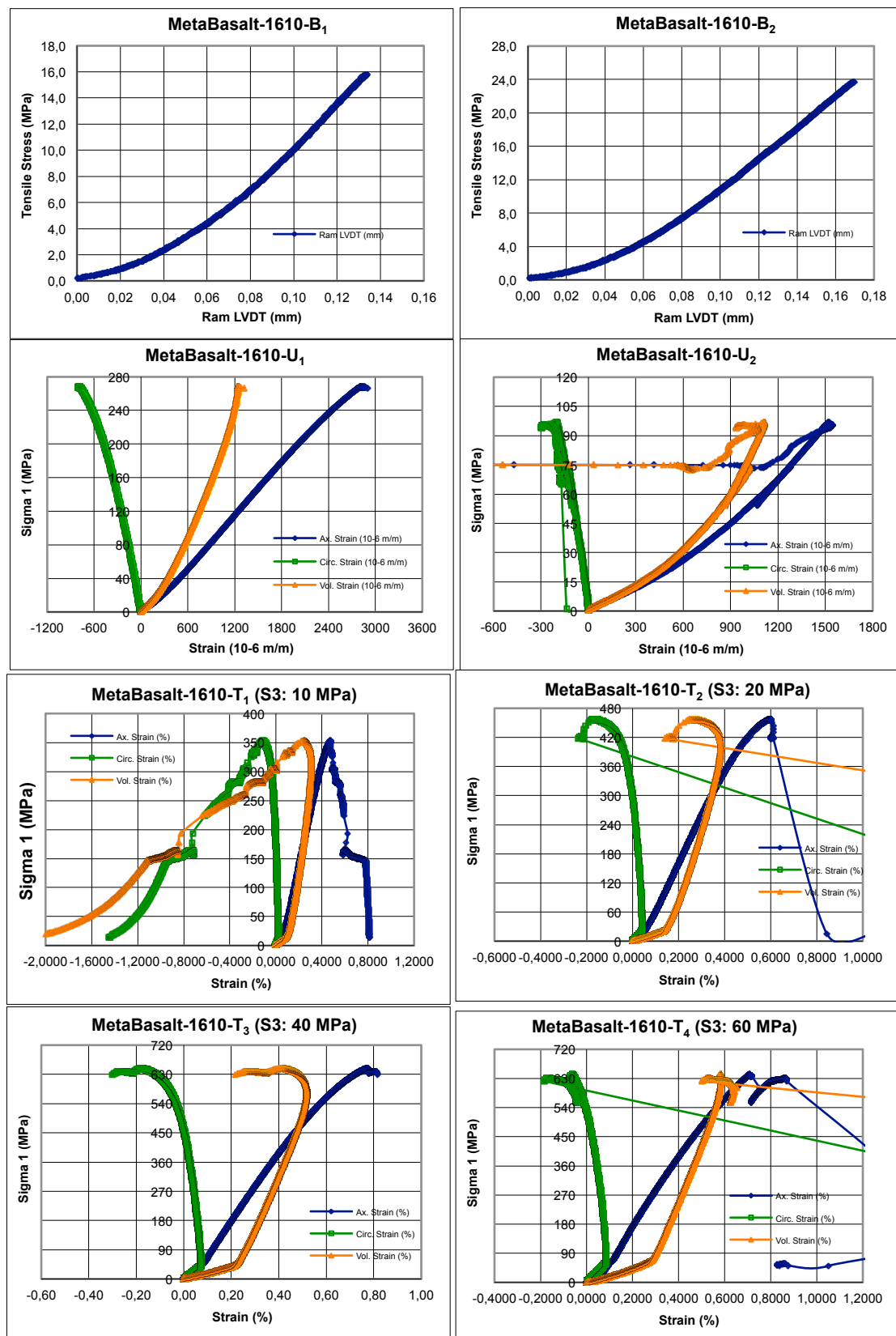


Figure G11 : Courbes 'Contrainte-Déformation' du MetaBasalt-1610 (d'après Labrie, 2013)

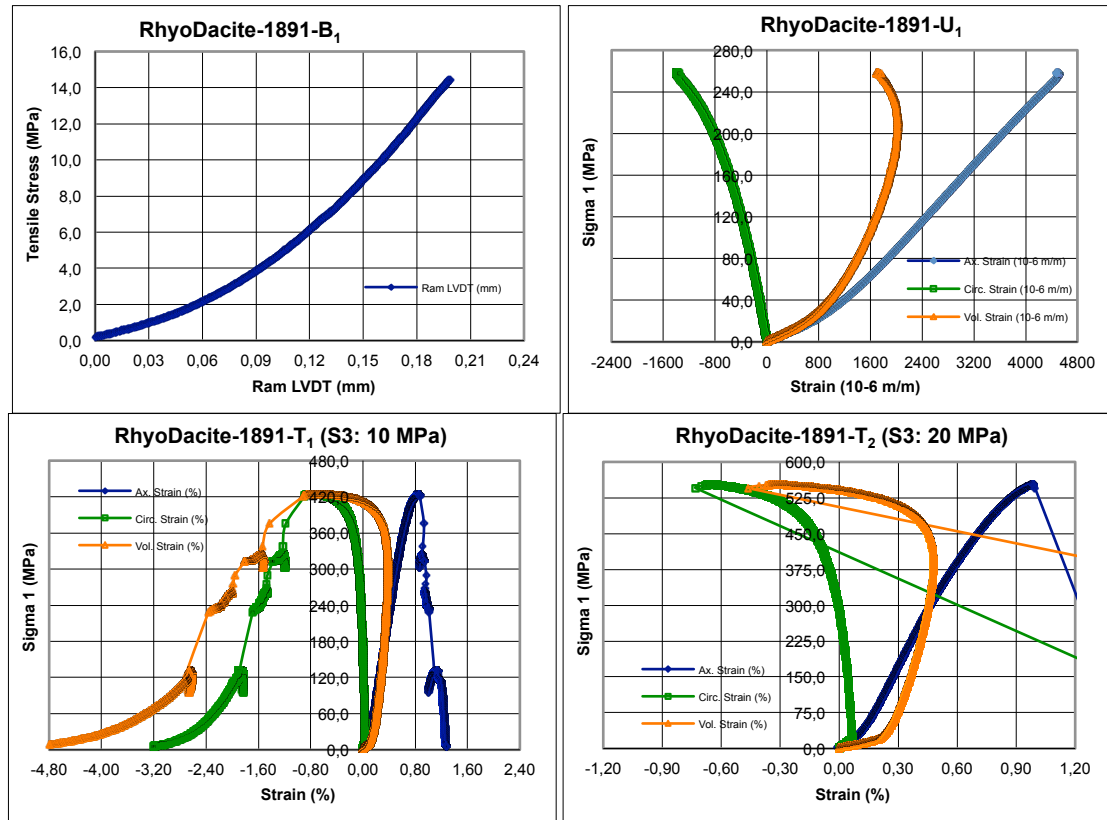


Figure G12 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ du RhyoDacite-1891 (d’après Labrie, 2013)

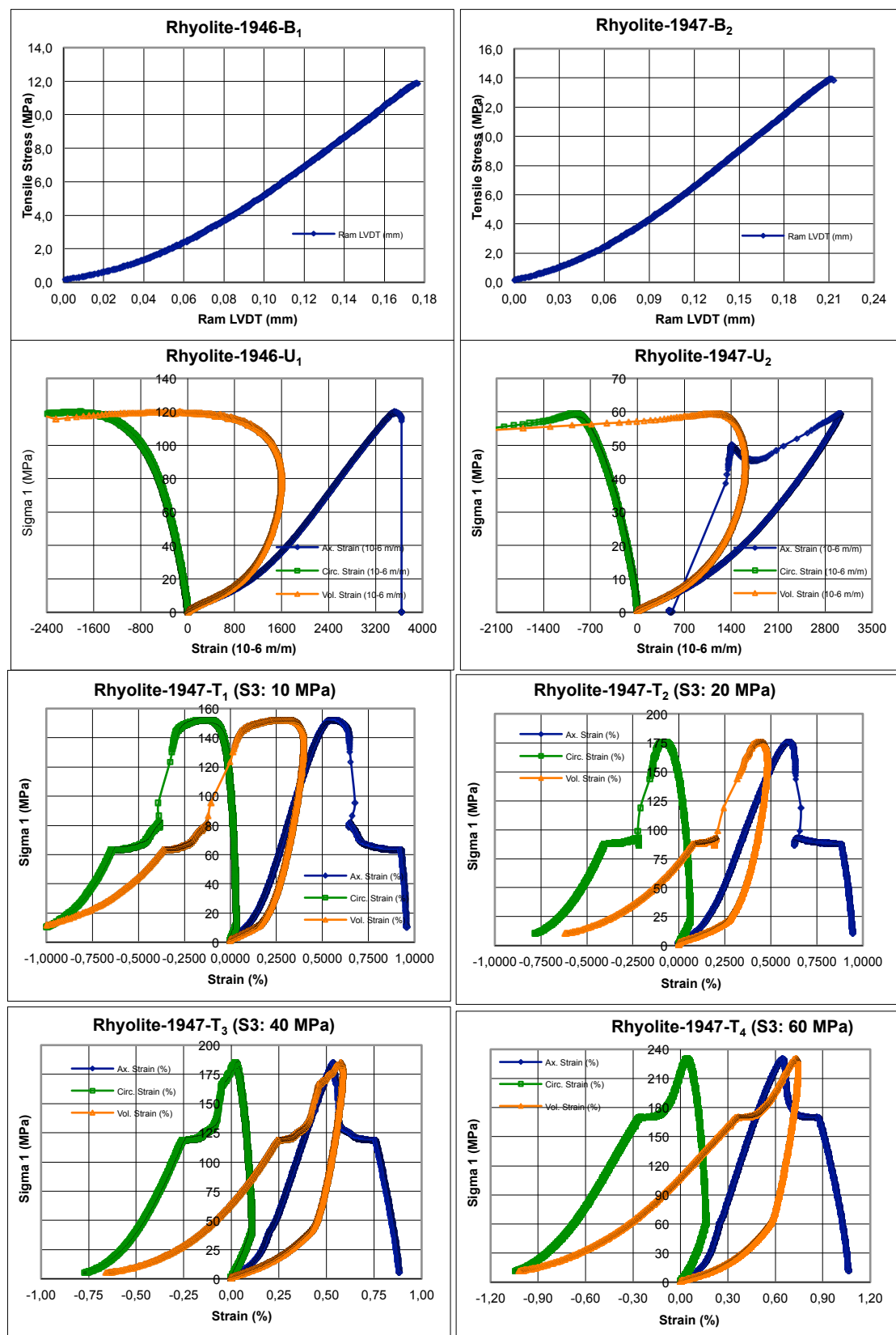


Figure G13 : Courbes ‘Contrainte-Déformation’ de la Rhyolite-1947 (d’après Labrie, 2013)